

INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DE ALVENARIAS INTERIORES NA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO

JOANA FERREIRA PINTO DA COSTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

FEVEREIRO 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

RESUMO

O presente trabalho tem como principal objectivo o estudo comparativo da influência da deformabilidade de um elemento não estrutural – alvenarias interiores, com a deformação do seu elemento de suporte – laje em betão armado. Deste modo, é possível verificar se a deformação da laje, de acordo com o definido nos regulamentos nacional (REBAP) e europeu (EC2), é compatível com a deformação máxima admitida para as paredes interiores em alvenaria de tijolos cerâmicos.

Neste sentido, inicialmente seleccionou-se um objecto de estudo que corresponde ao piso tipo de um edifício de habitação. Após a concepção estrutural e pré-dimensionamento dos elementos estruturais constituintes, é desenvolvido todo o processo de modelação da estrutura e dimensionamento do edifício, cumprindo-se as regras presentes na regulamentação supra citada e utilizando como ferramenta de cálculo o programa MGE. As soluções para todos os elementos estruturais foram definidas sendo estas apresentadas nas respectivas peças desenhadas.

São ainda caracterizadas as alvenarias interiores e apresentadas as patologias decorrentes da deformação excessiva do seu suporte. Após o cálculo da deformação elástica da laje, através do programa de cálculo ROBOT Millenium, associado ao cálculo simplificado de flechas a tempo infinito, efectua-se uma análise de resultados que pretende dar resposta ao objectivo proposto.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento; MGE; Deformação; Robot Millenium; Alvenaria interior.

ABSTRACT

The main goal of the present work is to compare the influence of the deformability of a non-structural element – interior masonry, and the deformation of its support element – concrete slab. Therefore, it will be possible to verify if the deformation of the slab, according to the defined by the national (REBAP) and European (EC2) regulations, is compatible with the maximum deformation admitted for the interior masonry walls.

Initially, the object of study was selected and it corresponds to a typical floor in a housing building. After the structural conception and pre-dimensioning of the structural elements, the building structure and dimensioning modeling process is developed according to the previous mentioned regulations, applying the computer program MGE. The solutions for all the structural elements are defined and presented in the respective drawings.

The interior masonries are characterized and the pathologies resulting from the excessive vertical displacement of its support are presented. After the evaluation of the slab elastic vertical displacement, with the help of the FEM computer program Robot Millennium, together with a vertical displacement evaluation method, a detailed analysis of the results is made, in order to achieve the proposed goal.

KEYWORDS: Dimensioning, MGE, Deformation, Robot Millennium, Interior Masonry.

Aos meus Pais e Irmã

AGRADECIMENTOS

Estas são as últimas linhas que escrevo neste trabalho, depois de tantas horas de estudo, de trabalho, de dedicação, de tantos minutos a pensar que não ia conseguir chegar ao fim.

Mas CHEGUEI!

Não posso por isso deixar de vos agradecer. Durante este tempo, a minha vida mudou muito e eu também. Em muitos momentos sei que não fui a melhor companhia mas vocês sempre estiveram aí.

Tenho de agradecer primeiramente ao Professor Chaves, pela motivação que sempre me deu, pelo conhecimento, pela ajuda e disponibilidade em cada minuto que precisei e sempre com um sorriso.

À minha família, aos meus pais, meus ombros amigos, à minha avó que sempre reza por mim, à minha tia que sempre foi um anjo.

À minha irmã que mais do que família é a minha melhor amiga e foi sempre o meu abrigo.

Às minhas amigas e companheiras de casa, à Luísa e à Mónica, por todos os minutos de incansável esforço em me ajudar e me animar mesmo nos momentos mais difíceis.

Ao Marco e à Joana, por me concederem preciosos dias para o desenvolvimento do meu trabalho.

Aos meus parceiros de trabalho, ao Pedro, à Sandra e à Raquel, que nos minutos cruciais estava ali.

A ti *,

J.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	v
ÍNDICE DE TABELAS	viii
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	x

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. IMPORTÂNCIA E MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJECTIVOS.....	2
2. APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. ENQUADRAMENTO DO EDIFÍCIO.....	3
2.3. O EDIFÍCIO.....	4
2.3.1. PAREDES DE FACHADA	5
2.3.2. PAREDES INTERIORES.....	5
2.3.3. PAVIMENTOS	5
2.3.4. COBERTURAS	6
2.3.5. ENVIDRAÇADOS	6
2.4. ENVOLVENTE EXTERIOR	6
2.5. PISO-TIPO	6
3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO	7
3.1. INTRODUÇÃO	7
3.2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	7
3.2.1. TIPO DE ESTRUTURA.....	7
3.2.2. MATERIAIS	10
3.2.3. NORMAS E REGULAMENTOS	10
3.3. PRÉ- DIMENSIONAMENTO.....	11
3.3.1. LAJES	11
3.3.1.1. Espessura Mínima Face à Deformação.....	11
3.3.1.2. Espessura Face aos Esforços	12
3.3.2. VIGAS	12
3.3.2.1. Altura Mínima Face à Deformação	13
3.3.2.2. Altura Mínima Face aos Esforços	13

3.3.3. PILARES	16
3.3.4. PAREDES.....	18
3.3.5. MUROS DE SUPORTE	18
4. ACÇÕES E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	21
4.1. INTRODUÇÃO	21
4.2. ACÇÕES PERMANENTES.....	21
4.2.1. PESOS PRÓPRIOS.....	21
4.2.2. IMPULSOS DE TERRAS.....	22
4.3. ACÇÕES VARIÁVEIS	23
4.3.1. SOBRECARGAS	23
4.3.2. ACÇÃO DO VENTO.....	24
4.3.2.1. Zonamento do Território	24
4.3.2.2. Rugosidade Aerodinâmica do Solo	24
4.3.2.3. Pressão Dinâmica do Vento	25
4.3.2.4. Coeficientes de Pressão.....	26
4.3.2.5. Forças Resultantes da Acção do Vento	29
4.3.3. ACÇÃO DO SISMO	31
4.3.3.1. Zonamento do Território	31
4.3.3.2. Natureza do Terreno	32
4.3.3.3. Coeficientes de Comportamento e Amortecimento.....	32
4.3.3.4. Matriz de Massa	33
4.4. ACÇÕES DE ACIDENTE	35
4.5. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	35
5. MODELAÇÃO E DIMENSIONAMENTO	39
5.1. INTRODUÇÃO	39
5.2. PROGRAMA DE CÁLCULO: MGE	39
5.2.1. ESTRUTURA DO PROGRAMA	40
5.2.2. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO PARA INTRODUÇÃO NO PROGRAMA DE CÁLCULO	42
5.3. DIMENSIONAMENTO	49
5.3.1. PILARES	49
5.3.1.1. Dimensões.....	49
5.3.1.2. Armadura Longitudinal e Transversal	50
5.3.2. PAREDES.....	51

5.3.2.1. Armadura Vertical e Horizontal	51
5.3.2.2. Armadura de Esforço Transverso	52
5.3.3. MUROS DE SUPORTE	53
5.3.4. VIGAS	55
5.3.4.1. Dimensões	55
5.3.4.2. Armadura Longitudinal e Armadura de Esforço Transverso.....	56
5.3.4.3. Interrupção da Armadura Longitudinal.....	58
5.3.5. LAJES	60
5.3.5.1. Resultados: Direcção X.....	61
5.3.5.2. Resultados: Direcção Y.....	63
5.3.6. ESTACAS.....	65
6. ALVENARIAS INTERIORES.....	69
6.1. INTRODUÇÃO	69
6.2. ALVENARIAS	69
6.2.1. ENQUADRAMENTO NO SECTOR DA CONSTRUÇÃO EM PORTUGAL	69
6.2.2. VANTAGENS VS DESVANTAGENS DAS ALVENARIAS	70
6.2.3. ELEMENTO DA ALVENARIA TRADICIONAL: TIJOLO CERÂMICO.....	71
6.3. ALVENARIAS INTERIORES	73
6.3.1. CLASSIFICAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA.....	73
6.3.2. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS PAREDES DE ALVENARIA	74
6.3.3. EXIGÊNCIAS REGULAMENTARES	75
6.3.3.1. Exigências Acústicas.....	76
6.3.3.2. Exigências de Comportamento em Caso de Incêndio.....	77
6.3.4. COMPORTAMENTO MECÂNICO E DEFORMABILIDADE DAS ALVENARIAS NÃO ESTRUTURAIS	78
6.3.4.1. Cargas Verticais	78
6.3.4.2. Valores Máximos de Deformação	80
6.3.5. NOVOS ELEMENTOS NA CONSTRUÇÃO DE ALVENARIAS INTERIORES.....	81
6.4. PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA	82
6.4.1. CAUSAS DA OCORRÊNCIA DE PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA	82
6.4.1.1. Fissuração Devida à Deformação do Suporte	84
6.4.1.2. Fissuração Devida à Colocação em Carga do Pavimento	85
6.4.1.3. Fissuração Devida à Deformação do Suporte Quando as Paredes têm Aberturas	85
6.4.1.4. Fissuração Entre Painéis Pré-fabricados Devida à Deformação da Estrutura	85

6.4.1.5. Fissuração Devida à Rotação do Pavimento no Apoio por Excessiva Deformação da Laje...	85
6.4.1.6. Fissura Devida à Deformação de Consolas.....	86
7. DEFORMAÇÃO	87
7.1. INTRODUÇÃO	87
7.2. MODELO ESTRUTURAL: ROBOT	87
7.3. MÉTODO BILINEAR	91
7.3.1. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL EM LAJES PARA O CASO EM ESTUDO	93
7.3.1.1. Flecha de Base, a_E	94
7.3.1.2. Flecha no Estado I, a_I	94
7.3.1.3. Flecha no estado II, a_{II}	97
7.3.1.4. Flecha Provável, a	99
7.4. ANÁLISE DE RESULTADOS	101
7.4.1. CENÁRIO 1 – COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	102
7.4.2. CENÁRIO 2 – COMPORTAMENTO CONSTRUTIVO.....	102
8. CONCLUSÕES.....	105
REFERÊNCIAS	107
ANEXOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Localização do edifício em estudo	4
Fig. 2.2 - Corte representativo do edifício	4
Fig. 2.3 - Pormenor das janelas tipo do edifício.	6
Fig. 2.4 - Planta de Arquitectura do Piso tipo.	7
Fig. 3.1 - Planta estrutural adoptada para o piso tipo	10
Fig. 3.2 - Planta isométrica do piso tipo	10
Fig. 3.3 - Posicionamento dos pilares no piso tipo: arquitectura vs. estrutura.	11
Fig. 3.4 - Localização dos muros de suporte nos pisos -3, -2, -1 e 0	12
Fig. 3.5 - Localização dos muros de suporte nos pisos 1 e 2	12
Fig. 3.6 - Área de Influência dos pilares interiores.	18
Fig. 3.7 - Esquema Estrutural do Muro de Suporte 1 (MS1).....	20
Fig. 3.8 - Cargas actuantes no muro de suporte.....	21
Fig. 4.1 - Forças representativas dos impulsos de terras.....	24
Fig. 4.2 - Valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k (kN/m ²)	27
Fig. 4.3 - Valores característicos da pressão dinâmica do vento em altura, w_k (kN/m ²), adoptados para o edifício em estudo.	28
Fig. 4.4 - Envolvente do edifício em estudo	29
Fig. 4.5 - Acções globais sobre as superfícies e coeficientes de pressão exterior resultantes, δ_r	31
Fig. 4.6 - Distância entre as forças resultantes da acção do vento e o referencial adoptado.	32
Fig. 4.7 - Zonamento do território continental.....	34
Fig. 4.8 - Distância entre o centro de massa e o centro de coordenadas adoptado para o piso tipo.....	36
Fig. 5.1 - Estrutura esquemática dos menus de interligação.....	40
Fig. 5.2 - Menu de apresentação do MGE	41
Fig. 5.3 - Sequência de execução dos cálculos dos resultados e precedências obrigatórias.....	41
Fig. 5.4 - Planta de pórticos	42
Fig. 5.5 - Pórtico G.....	43
Fig. 5.6 - Pórtico I.....	44
Fig. 5.7 - Pórtico L.....	45
Fig. 5.8 - Pórtico B	45
Fig. 5.9 - Pórtico E	46
Fig. 5.10 - Sistema de eixos adoptado.	47

Fig. 5.11 - Localização de uma estrutura ticoidal.....	48
Fig. 5.12 - Output menu 7: planta de pórticos.....	48
Fig. 5.13 - Esquema estrutural dos muros de suportes 1, 3 e 4.....	53
Fig. 5.14 - Diagrama de M_{sd}/z	58
Fig. 5.15 - Definição gráfica de faixa central e faixas laterais.....	60
Fig. 6.1 - Peso relativo dos vários tipos de obra em Portugal.....	68
Fig. 6.2 - Importância relativa das anomalias em paredes observadas em França, semelhantes à observada em Portugal.....	68
Fig. 6.3 - Tipos de paredes com aplicabilidade em divisórias.....	71
Fig. 6.4 - Corte construtivo de uma parede de compartimentação em alvenaria de tijolo	73
Fig. 6.5 - Principais exigências para as paredes de um edifício de habitação	74
Fig. 6.6 - Esbelteza de paredes e limites orientativos de vãos.	77
Fig. 6.7 - Resistência da parede de alvenaria em função das resistências dos elementos e da argamassa.....	78
Fig. 6.8 - Pré – fabricação na construção de paredes divisórias: painéis de tijolo revestidos a gesso e paredes leves de gesso cartonado.....	80
Fig. 6.9 - Fissuração devido á deformação do suporte: pavimento inferior mais deformável que o superior.....	82
Fig. 6.10 - Fissuração devido á deformação do suporte: pavimento inferior menos deformável que o superior.	82
Fig. 6.11 - Fissuração devido á deformação do suporte: pavimento superior e inferior com deformação idêntica.....	83
Fig. 6.12 - Fissuração devido á deformação do suporte quando as paredes têm aberturas	83
Fig. 6.13 - Fissuração devida à rotação do pavimento por excessiva deformação da laje.....	84
Fig. 6.14 - Fissuração devida à deformação de consolas	84
Fig. 7.1 - Planta estrutural do piso-tipo	86
Fig. 7.2 - Modelo ROBOT	87
Fig. 7.3 - Deformação em vista 3D.....	88
Fig. 7.4 - Valores de deformação em planta.....	88
Fig. 7.5 - Relação bilinear momento-flecha	89
Fig. 7.6 - Definição dos valores ζ e $M_{r,D}$	91
Fig. 7.7 - Função $\beta_{\Delta}(t - t_0)$	92
Fig. 7.8 - Função $\beta_F(t)$	93
Fig. 7.9 - Determinação do $k_{A,I}^I$	94
Fig. 7.10 - Determinação do $k_{A,I}^I$	95
Fig. 7.11 - Determinação do $k_{A,I}^{II}$	96
Fig. 7.12 - Determinação do $k_{A,I}^{II}$	96

Fig. 7.13 - Determinação do momento máximo x	97
Fig. 7.14 - Determinação do momento máximo y	98
Fig. 7.15 - Valores da deformação considerando a acção do peso próprio	99

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Pré-dimensionamento das vigas	17
Quadro 3.2 - Secções dos pilares do contorno	19
Quadro 3.3 - Secções dos pilares interiores	19
Quadro 4.1 - Pesos próprios dos elementos não estruturais	24
Quadro 4.2 - Inputs para o MGE da acção impulso de terras	25
Quadro 4.3 - Valores de sobrecargas e coeficientes ψ	26
Quadro 4.4 - Características dimensionais do edifício	29
Quadro 4.5 - Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes	30
Quadro 4.6 - Inputs para o MGE para a acção vento x	32
Quadro 4.7 - Inputs para o MGE para a acção vento y	33
Quadro 4.8 - Valores do coeficiente de sismicidade, α	34
Quadro 4.9 - Determinação da massa por nível de compatibilização	35
Quadro 4.10 - Determinação dos momentos polares de inércia e inputs do programa de cálculo	37
Quadro 5.1 - Inputs do Menu 3: Distâncias da extremidade inicial dos pórticos ao centro de coordenadas adoptado	48
Quadro 5.2 - Valores regulamentares em pilares: armadura longitudinal.	50
Quadro 5.3 - Valores regulamentares em pilares: armadura transversal	50
Quadro 5.4 - Valores regulamentares em paredes: armadura vertical.....	51
Quadro 5.5 - Armaduras de cálculo e soluções para as paredes	53
Quadro 5.6 - Armaduras referentes aos muros de suporte 1, 3 e 4.....	54
Quadro 5.7 - Armaduras referentes ao muro de suporte 2 a).	54
Quadro 5.8 - Armaduras referentes ao muro de suporte 2b)	55
Quadro 5.9 - Barras correspondentes à viga 1, 2 e 3 do Pórtico A.....	56
Quadro 5.10 - Armaduras inferiores da viga do pórtico A.....	56
Quadro 5.11 - Armaduras superiores da viga do pórtico A.....	56
Quadro 5.12 - Armaduras de esforço transversal das vigas 1 e 2 do pórtico A	57
Quadro 5.13 - Armaduras de esforço transversal da viga 3 do pórtico A	57
Quadro 5.14 - Interrupção da armadura longitudinal superior: viga do pórtico A.....	59
Quadro 5.15 - Distribuição dos momentos flectores nas lajes fungiformes (em percentagem do momento total)60	
Quadro 5.16 - Barras representativas das lajes, na direcção X, do piso tipo no MGE	61
Quadro 5.17 - Quadro resumo da armadura inferior na direcção X.....	61

Quadro 5.18 - Quadro resumo da armadura superior na direcção X, para o pórtico intermédio.....	62
Quadro 5.19 - Quadro resumo da armadura superior na direcção X, para o pórtico extremo: P6 e P7	62
Quadro 5.20 - Quadro resumo da armadura superior na direcção X, para o pórtico extremo: P10.....	63
Quadro 5.21 - Barras representativas das lajes, na direcção Y, do piso tipo no MGE.....	63
Quadro 5.22 - Quadro resumo da armadura inferior na direcção Y.....	64
Quadro 5.23 - Quadro resumo da armadura superior na direcção Y, para o pórtico intermédio.....	64
Quadro 5.24 - Quadro resumo da armadura superior na direcção Y, para o pórtico extremo: P6 e P7.....	65
Quadro 5.25 - Quadro resumo da armadura superior na direcção Y, para o pórtico extremo: P10.....	65
Quadro 6.1 - Classificação dos tijolos cerâmicos segundo a NP80.....	69
Quadro 6.2 - Formatos características dos tijolos cerâmicos normalizados segundo a NP 834	70
Quadro 6.3 - Materiais e acessórios constituintes de uma alvenaria de tijolo.....	72
Quadro 6.4 - Limites de isolamento em paredes interiores em edifícios de habitação	75
Quadro 6.5 - Isolamento acústico para soluções correntes de paredes em alvenaria	75
Quadro 6.6 - Exigências mínimas de paredes de acordo com as exigências contra incêndios	76
Quadro 6.7 - Valores de deformação das alvenarias.....	79
Quadro 6.8 - Causas da fissuração em alvenarias.....	81

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- A – área de superfície [m^2]
 a_0 – flecha sob cargas instantâneas não tomando em consideração a fluência [cm]
 A_c – área da secção de betão [cm^2]
 A_c – área da secção de betão [cm^2]
 a_c – flecha base calculada elasticamente
 A_{ct} – área de betão na zona traccionada [m^2]
 a_l – translação do diagrama de momentos [m]
 A_s – área da secção de aço [cm^2]
 $A_{s,min}$ – área de secção mínima de armaduras [cm^2]
 A_{sw} – área de secção transversal das armaduras de esforço transversal [cm^2]
 A_{sw} – área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar [mm^2]
 a_t – flecha sob cargas de longa duração tomando em consideração a fluência
 b – largura da secção [m]
 b_z, b_y – dimensões no perímetro de controlo [m]
 c – coesão [kPa]
 c – valor do recobrimento [m]
 c_{min} – recobrimento mínimo [mm]
 c_{nom} – recobrimento nominal [mm]
Comp – comprimento [m]
 d – altura efectiva da secção [m]
 d – altura útil [m]
 E_c – módulo de elasticidade do betão [GPa]
 E_s – módulo de elasticidade do aço [GPa]
 e_x – excentricidade segundo x
 e_y – excentricidade segundo y
 F – acção actuante [kN]
 f_{bd} – valor de cálculo para a tensão de rotura de aderência, para varões de alta aderência, para varões de diâmetro inferior a 25mm e em boas condições de aderência [MPa]
 f_{cd} – resistência de cálculo á compressão do betão [MPa]
 F_{cSd} - força de compressão na biela de betão [MPa]
 $f_{ct,ef}$ – resistência do betão à tracção [MPa]

f_{ctd} – valor de cálculo da resistência do betão à tracção [MPa]

F_r – força resistente em serviço [kN]

F_{rd} – força resistente de cálculo [kN]

f_{syd} – resistência de cálculo á tracção do aço [MPa]

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tracção do aço [MPa]

$f_{yw,ef}$ – valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento [MPa]

H – altura [m]

h_0 – espessura equivalente da secção transversal [mm]

H_{max} – Altura máxima da viga [m]

I_p – Momento de Inércia polar [m⁴]

I_x – momento de inércia geométrico calculado em relação a X [m⁴]

I_y – momento de inércia geométrico calculado em relação a Y [m⁴]

I_{Δ} – Momento de inércia em relação ao novo eixo [m⁴]

$I_{\Delta'}$ – Momento de inércia em relação ao eixo de gravidade [m⁴]

k – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes, auto-equilibradas

K – coeficiente que considera o efeito de tensões auto equilibradas não uniformes

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

k_0 – coeficiente global de correcção para as flechas instantâneas

k_c – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação.

K_c – coeficiente que tem em conta a natureza da distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação

k_t – coeficiente global de correcção para as flechas sob cargas de longa duração

l – vão [m]

$Larg$ –largura [m]

$l_{b,rqd}$ – comprimento de amarração de referência [m]

l_{bd} – comprimento de amarração de cálculo [m]

l_{disp} – o comprimento de dispensa do varão [m]

l_i – vão equivalente da laje [m]

L_{to} – comprimento de amarração total [m]

M_{Polar} – momento polar de inércia [tf.m²]

M_{rD} – momento de fendilhação na secção determinante [kN.m]

M_{sd} – momento flector de dimensionamento [kN.m]

M_{sd} – valor de cálculo do momento – flector actuante [kN.m]

N_{rd} – esforço axial resistente [kN]

N_{sd} – valor de cálculo do esforço normal actuante [kN]

\emptyset – diâmetro da estaca (m)

\emptyset' – ângulo de atrito [°]

\emptyset_c – diâmetro do varão de cintagem [m]

p_l – taxa de armaduras longitudinais [%]

q – sobrecarga (kN/m²)

s – espaçamento dos estribos [m]

S_d – valor de cálculo do esforço actuante [kN]

S_{Gk} – esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico [kN]

S_r – espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm]

u_1 – 1º perímetro de controlo considerado [m]

u_i – perímetro de controlo considerado [m]

$u_{out,ef}$ – perímetro de controlo para o qual não é preciso armadura de punçoamento [m]

v_{Ed} – esforço actuante de cálculo [MPa]

$V_{Rd,c}$ – valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada [kN]

$v_{Rd,c}$ – valor resistente de cálculo, sem o uso de armadura de punçoamento [kPa]

$v_{Rd,cs}$ – valor da resistência ao punçoamento com emprego de armadura apropriada [kPa]

$V_{Rd,Max}$ – valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada [kN]

$V_{Rd,s}$ – valor de cálculo do esforço transversal [kN]

w – percentagem mecânica de armadura [%]

W_k – Valor característico da pressão dinâmica [kN/m²]

Z – braço do binário das forças interiores [m]

z – profundidade (m)

α – ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje [°]

α – relação entre os módulos de elasticidade do aço e do betão

β – coeficiente que toma em consideração os esforços verificados no pilar e as dimensões deste

γ – peso volúmico (kN/m³)

γ_g – coeficiente de segurança relativo às acções permanentes

$\bar{\sigma}_2$ – tensão relacionada com o valor de cálculo do esforço transversal [MPa]

$\bar{\sigma}_p$ – coeficiente de pressão

$\bar{\sigma}_p$ – Coeficiente de pressão exterior

η – coeficiente de correcção tendo em conta a influência da armadura de compressão

η_1 – coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão

η_2 – coeficiente relacionado com o diâmetro do varão

σ'_h – tensão horizontal efectiva (kPa)

σ_{sd} – tensão de cedência de cálculo do aço [MPa]

τ_2 – Valor de cálculo do esforço transversal [MPa]

ϕ – coeficiente de fluência

μ – valor reduzido do valor de cálculo do momento flector

1

INTRODUÇÃO

1.1. IMPORTÂNCIA E MOTIVAÇÃO

O presente trabalho pretende demonstrar a importância do estudo da influência da deformabilidade de alvenarias interiores na concepção estrutural de um edifício.

É fundamental que o estudo dos vários elementos não estruturais que constituem um edifício, bem como o conhecimento dos seus constituintes seja uma preocupação de todos os intervenientes inseridos no produto final do projecto integrado, desde arquitectos, aos projectistas especialistas na térmica, na acústica e na segurança até aos projectistas de estruturas.

Na realidade, as áreas de térmica, de acústica e de segurança contra incêndio, através dos regulamentos nacionais em vigor, permitem o dimensionamento/verificação de soluções adequadas ao conforto e segurança dos habitantes, estando por isso directamente ligadas às soluções construtivas. Relativamente à especialidade de estruturas, a sua principal preocupação centraliza-se essencialmente na garantia de estabilidade do edifício. No entanto os elementos construtivos devem ser tidos em consideração não só no dimensionamento dos elementos estruturais e no cumprimento dos valores regulamentares no que concerne aos limites de deformação dos suportes estruturais mas também no estudo a longo prazo do comportamento da estrutura na óptica de prevenção da ocorrência de anomalias nos elementos não estruturais.

Pretende-se com este trabalho perceber se o cumprimento dos valores regulamentares para os limites de deformação de estruturas correntes em betão armado, irá ou não causar a ocorrência de patologias nos elementos não estruturais.

A ocorrência de fissurações nas alvenarias interiores, causadas por deformação excessiva do suporte é um fenómeno corrente e grave nos edifícios. Assim, é necessário compreender se os valores presentes na regulamentação em vigor no que respeita às deformações máximas admitidas são permissivos ou não relativamente à deformação máxima admitida para os elementos não estruturais.

No âmbito do presente trabalho serão apenas estudadas as alvenarias interiores/divisórias sendo a estrutura de suporte considerada uma laje fungiforme em betão armado, solução corrente em edifícios de habitação.

1.2. OBJECTIVOS

O principal objectivo deste trabalho consistiu na análise da deformação das paredes de alvenaria interior em relação à deformação da sua estrutura de suporte, sendo analisado um caso de estudo: o piso tipo de um edifício de habitação.

Primeiramente é descrito o edifício de habitação, a sua constituição e localização e apresentado o objecto de estudo: o piso tipo.

O capítulo 3 destina-se à caracterização estrutural do edifício, isto é, define-se a estrutura e pré-dimensionam-se todos os elementos estruturais, utilizando-se as regras presentes no regulamento nacional, o REBAP.

No capítulo 4, caracterizam-se as acções sobre o edifício e determinam-se as combinações necessárias ao dimensionamento e à verificação de estados limites de utilização.

De seguida é elaborada a modelação da estrutura, com vista à introdução no programa utilizado para o cálculo de estruturas: o MGE. Através da entrada de dados, da estrutura, e das acções a que o edifício de encontra afecto, e após o cálculo, são obtidos os valores de dimensionamento. O dimensionamento de todos os elementos estruturais cumpre as regras vigentes nos regulamentos nacional e europeu. O resultado das soluções adoptadas para os elementos estruturais é apresentado no capítulo 5.

O capítulo 6 pretende abordar as paredes de alvenaria, enquadrando-as no sector da construção, apresentando as suas vantagens, os seus constituintes e as suas características mecânicas, os seus limites de deformação, e as anomalias decorrentes da deformação excessiva do suporte estrutural.

O capítulo 7 apresenta o estudo da deformabilidade da laje de betão armado do piso tipo e a análise de resultados, que traduz a comparação da deformação obtida para a laje, a longo prazo, com as exigências obtidas, através da análise bibliográfica do capítulo anterior, para as alvenarias interiores. É ainda feita a comparação dos valores obtido para as lajes com os impostos pelo REBAP.

Assim, é elaborado um modelo para a estrutura do piso tipo, sendo este introduzido no programa de cálculo baseado no método de elementos finitos, o ROBOT Millenium. O programa determina o digrama de deslocamentos no piso em estudo, que permite determinar a flecha máxima instantânea. Para o cálculo da flecha provável a longo prazo foi utilizado um método simplificado, o Método Bilinear.

Desta forma, será então possível concluir se a laje estrutural dimensionada de acordo com as regras presentes no REBAP, apresenta uma deformação máxima a longo prazo compatível com a deformação máxima prevista para as paredes de alvenaria interior. Assim, será possível verificar se as regras e limites de deformação em vigor no REBAP e no EC2 são adequadas e evitam a ocorrência de patologias nas alvenarias interiores a longo prazo.

2

APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

2.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objectivo principal apresentar o edifício que constitui o objecto de estudo. Assim primeiramente será feito o enquadramento do edifício, apresentando a sua localização e definição do número de pisos e uso associado, de acordo com o definido pelo promotor e com o PDM do município onde se pretende implementar o projecto. De seguida será apresentado numa óptica mais arquitectónica, definindo, acessos ao edifício, constituição dos elementos não estruturais (paredes de fachada, paredes interiores, coberturas, pavimentos, envidraçados) e por fim numa óptica paisagista, na descrição dos espaços exteriores envolventes e seu enquadramento no edifício e na envolvente exterior.

2.2. ENQUADRAMENTO DO EDIFÍCIO

O edifício localiza-se na baixa de Coimbra, e está inserido num lote com vários blocos sendo cada bloco constituído por vários edifícios de concepção similar, separados por juntas de dilatação.

O bloco do edifício em estudo dispõe-se em U de forma a no seu interior existir espaços de uso comum maioritariamente constituídos por espaços verdes, zona arbórea e zona ajardinada (figura 1).

As entradas pedonais dos edifícios são voltadas para o arruamento envolvente, a sul e a oeste. A entrada para o estacionamento é feita pela fachada Sul e resume-se a uma entrada para todo o bloco. Existe ao nível da cota de entrada na garagem (184.00 m) uma ligação a outro bloco de edifícios, localizado a norte.



Fig. 2.1 – Localização do edifício em estudo.

2.3. O EDIFÍCIO

O edifício é constituído por 13 pisos e apresenta-se individualizado dos envolventes, estruturalmente e funcionalmente, à excepção das garagens, como já foi referido no ponto anterior (figura2).

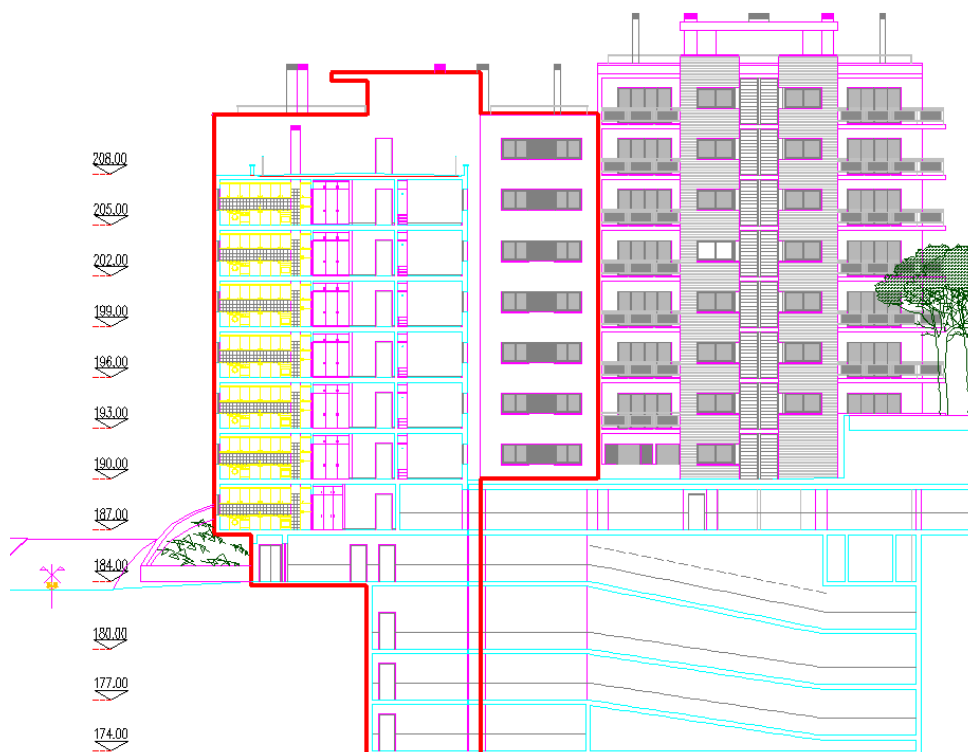


Fig. 2.2 – Corte representativo do edifício.

Os pisos das garagens correspondem ao -3 (cota 174.00), -2 (cota 177.00) e -1 (cota 180.00) e são totalmente enterrados. O edifício cresce em altura apresentando-se o piso térreo (cota 184.00), parcialmente enterrado (fachada poente), onde se encontra a entrada da garagem e a circulação para os lugares de estacionamento e vários compartimentos destinados aos arrumos das habitações. Existe ainda neste piso a caso dos lixos com acesso pelo interior e exterior do edifício.

O piso seguinte, piso 1 (cota 187.00), à semelhança do anterior está parcialmente enterrado (fachada poente) e destina-se a espaços destinados a arrumos, circulação automóvel, lugares de estacionamento e ainda a uma habitação tipo T0.

O piso 2 (cota 190.00), apresenta a entrada pedonal do edifício, através da fachada poente e duas habitações de tipologias T2. Apresenta ainda um espaço destinado aos contadores das habitações, pelo que tem este espaço tem um acesso directo pelo exterior, uma sala de condomínio, e um espaço destinado a vários arrumos das habitações, correspondendo esta zona à última parte do edifício que ainda se encontra enterrada.

O piso 3 (cota 193.00), bem como os restantes destina-se exclusivamente ao uso para habitação, apresentando duas habitações tipologia T2 e uma de tipologia T4.

Os pisos 4,5, 6 e 7 (cotas 196.00,199.00,202.00 e 205.00, respectivamente) são igualmente constituídos por duas habitações de tipologia T2 e uma tipologia T4,esta última difere da tipologia do piso anterior por possuir uma varanda partilhada por três quartos.

O piso 8 (cota 208.00) apresenta-se recuado em relação ao piso anterior existindo neste apenas uma habitação T2 e uma T4. O terraço que existe devido ao facto do piso ser recuado é de uso comum.

O piso à cota 211.00 apresenta o acesso á cobertura visitável do edifício para manutenção dos equipamentos aí existentes, e a última planta, à cota 214.00 apresenta todas as coberturas do edifício.

As comunicações verticais entre pisos são realizadas por um núcleo de escadas e um de elevadores (dois) que dão ainda acesso aos corredores horizontais entre as habitações.

As plantas, cortes e alçados de arquitectura descrevem em pormenor o enunciado e encontram-se no anexo 1, à escala 1/100.

2.3.1. PAREDES DE FACHADA

As paredes de fachada são paredes duplas com isolamento térmico colado no pano interior.

2.3.2. PAREDES INTERIORES

Estão previstos pela arquitectura dois tipos de paredes interiores. Paredes divisórias entre habitações em alvenaria de tijolo furado de 20 cm e alvenarias no interior das habitações de tijolo de 15 cm.

2.3.3. PAVIMENTOS

Existem vários tipos de revestimentos de pavimento consoante o uso a que estão associados. De forma genérica no interior da habitação existem dois tipos. Nas cozinhas e casas de banho, revestimentos cerâmicos e no resto da habitação, pavimento em régua de madeira maciça de carvalho.

2.3.4. COBERTURAS

As coberturas são planas, invertidas e não acessíveis.

2.3.5. ENVIDRAÇADOS

Estão previstos, nas janelas de correr vidros duplos com espessura de 4 mm.

2.4. ENVOLVENTE EXTERIOR

O edifício insere-se num bloco de edifícios de um grande complexo habitacional. Assim na envolvente interior existem espaços ajardinados e arbóreos que dão acesso a uma zona comum de lazer onde existe ainda um parque infantil. Há espaços destinados a comércio no piso térreo, localizadas na fachada nascente do bloco de edifícios. Na fachada poente existem espaços destinados ao estacionamento exterior.

2.5. PISO-TIPO

Como já foi referido na descrição do edifício, existe uma tipologia de piso que corresponde ao piso 4, 5, 6 e 7. Desta forma esta tipologia será abordada no presente trabalho como o piso tipo. A definição deste piso, arquitectonicamente e estruturalmente é fundamental ao desenvolvimento do trabalho uma vez que este corresponde ao objecto de estudo na análise da deformabilidade das alvenarias interiores.

O piso tipo é arquitectonicamente constituído por duas tipologias T2 e uma tipologia T4.

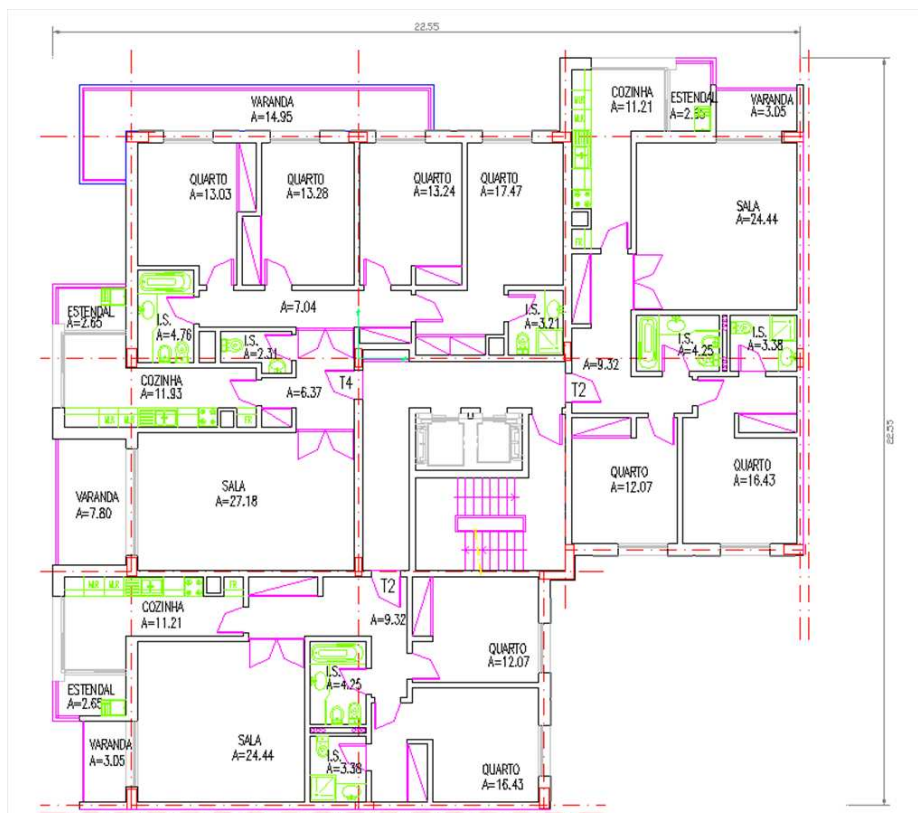


Fig. 2.4 – Planta de Arquitectura do Piso tipo.

3

CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como principal objectivo apresentar o edifício do ponto de vista estrutural indicando o tipo de estrutura e as soluções previstas para o mesmo. É ainda exposto o pré-dimensionamento dos elementos estruturais constituintes do edifício.

3.2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

3.2.1. TIPO DE ESTRUTURA

A estrutura do edifício é constituída por uma laje fungiforme maciça, apoiada directamente em pilares e paredes de betão armado. Localizados nas paredes de fachada, utilizam-se ainda pórticos de betão armado, formados por vigas e pilares. Como referido, o apoio das lajes no interior do edifício é feito directamente nos pilares, evitando assim a existência de vigas aparentes entre estes elementos, o que dificultaria a viabilidade arquitectónica. Está prevista a execução de paredes em betão armado no núcleo de escadas, da base ao topo do edifício, de forma a criar um núcleo rígido que contribuirá para a estabilidade do edifício com a sua resistência a acções horizontais) e para a diminuição das deformações sob estas acções. (Figuras 3.1 e 3.2).

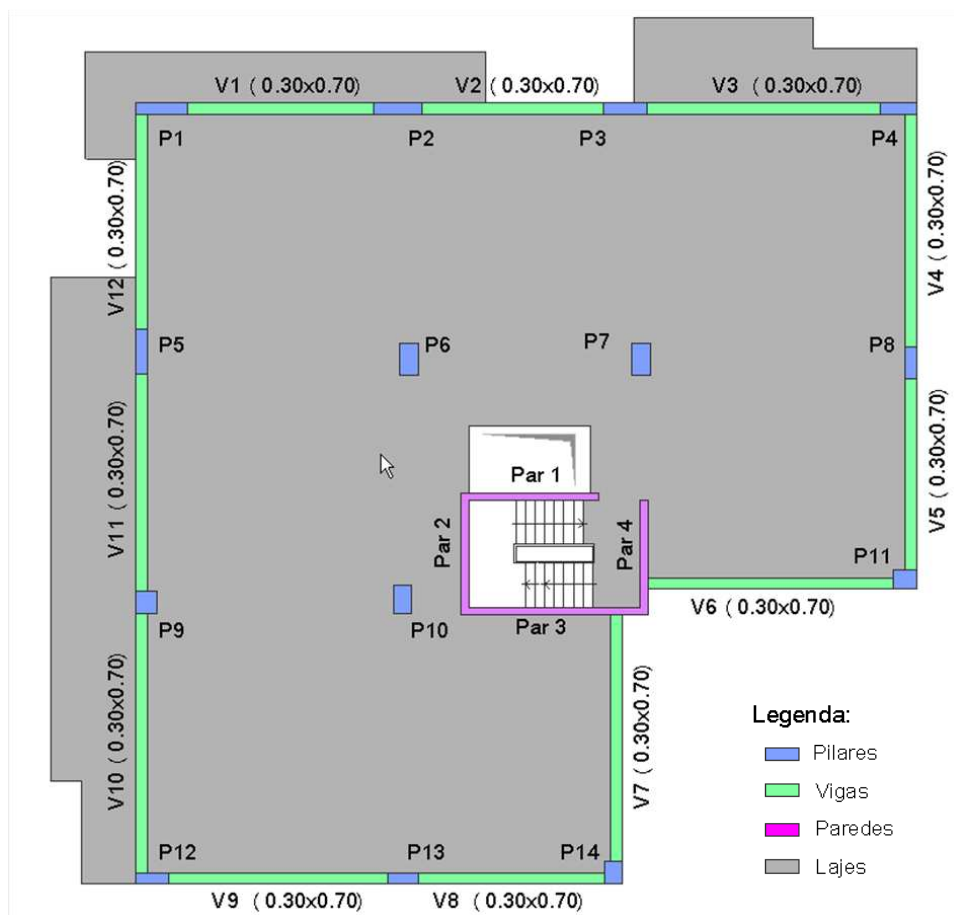


Fig. 3.1 – Planta estrutural adoptada para o piso tipo.

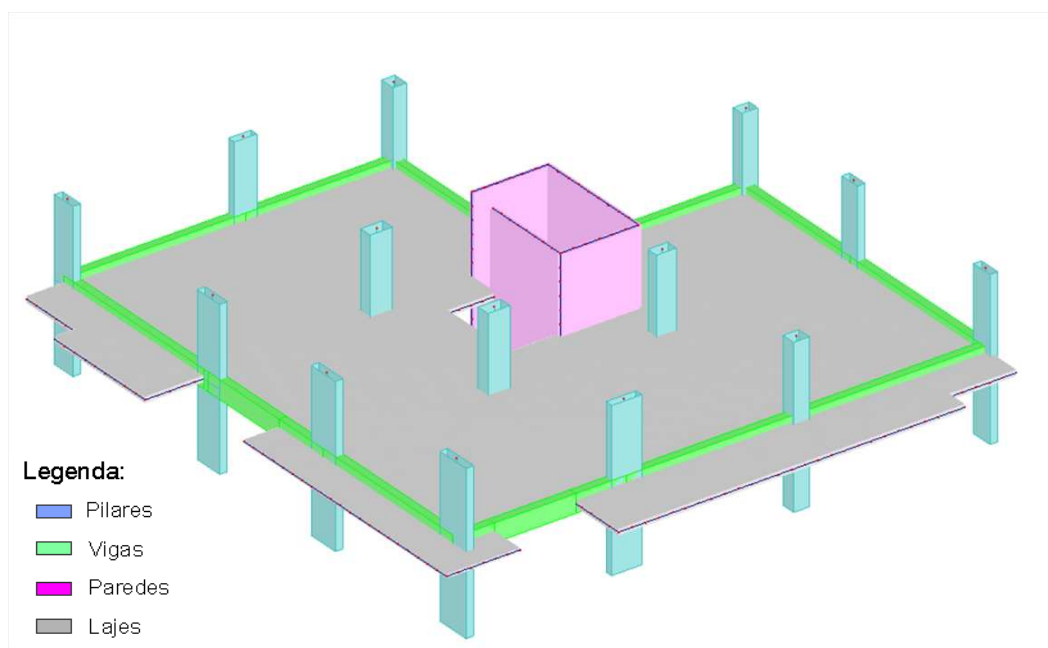


Fig. 3.2 – Planta isométrica do piso tipo.

Ainda de forma a responder aos requisitos arquitectónicos é proposta uma malha de pilares coincidente, sempre que possível, com o posicionamento indicado na arquitectura (Figura 3.3).

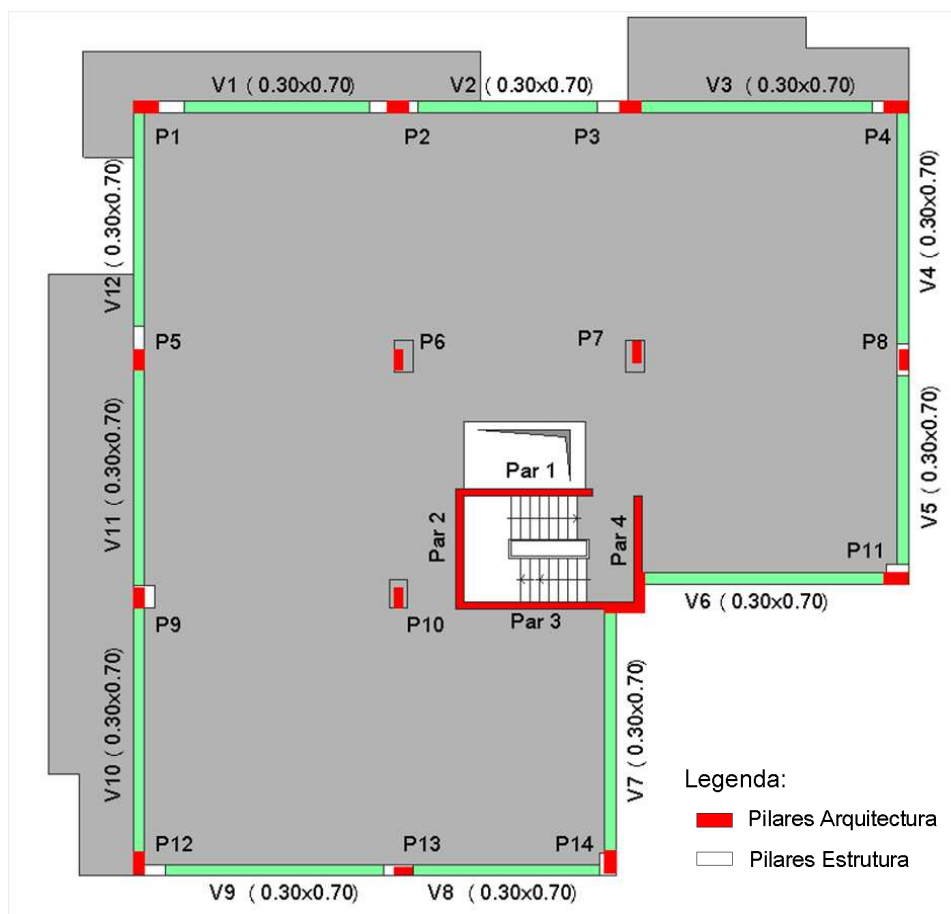


Fig. 3.3 – Posicionamento dos pilares no piso tipo: arquitetura vs. estrutura.

Relativamente aos pisos enterrados está prevista a execução de muros de suporte na periferia do edifício. Nos pisos -3, -2 e -1, 0 pisos totalmente enterrados serão projectados os muros de suporte 1, 3 e 4 (Figura 3.4) e nos pisos parcialmente enterrados, 0, 1 e 2, existirá o muro de suporte 2 (Figuras 3.4 e 3.5).

No que concerne às fundações do edifício, admitiu-se a implantação de estacas moldadas, betonadas “in-situ”.

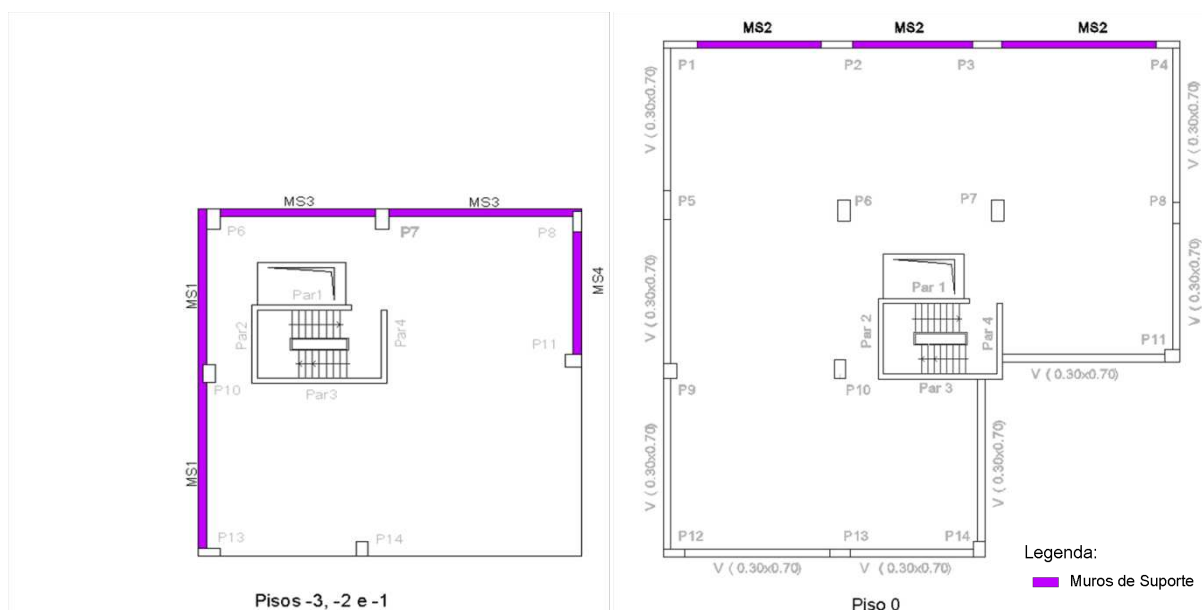


Fig. 3.4 – Localização dos muros de suporte nos pisos -3, -2, -1 e 0.

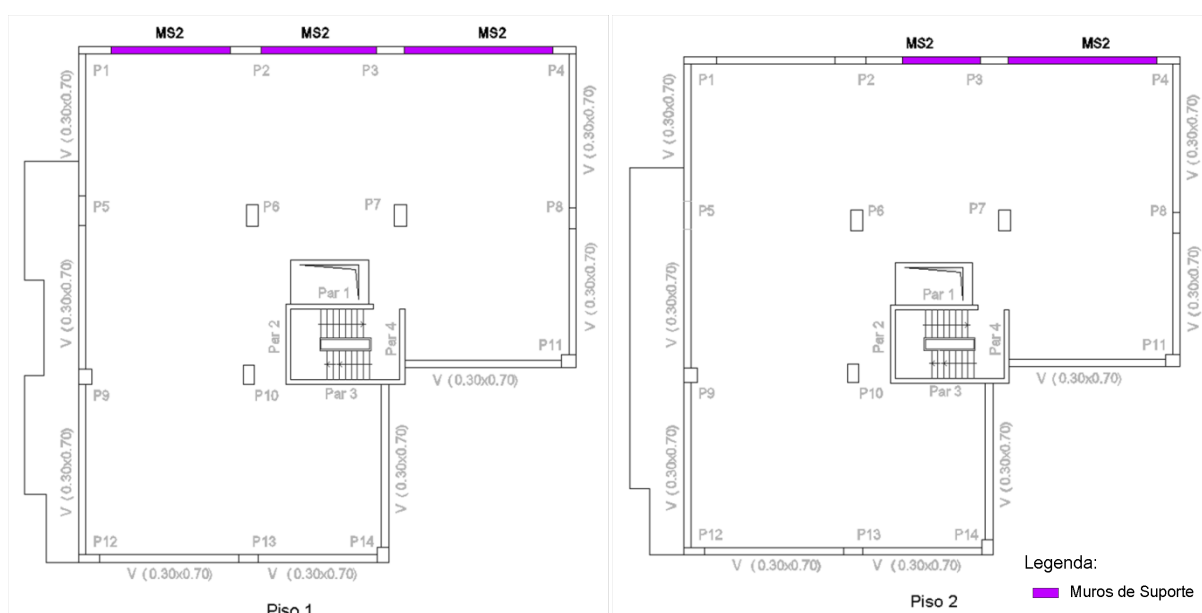


Fig. 3.5 – Localização dos muros de suporte nos pisos 1 e 2.

3.2.2. MATERIAIS

Os materiais utilizados em todos os processos de dimensionamento serão: Betão C25/30 e Aço A500.

3.2.3. NORMAS E REGULAMENTOS

O pré-dimensionamento e o dimensionamento do edifício serão elaborados com base nas regras em vigor em Portugal, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, REBAP e tendo como base os critérios gerais de segurança e a definição de acções presentes no Regulamento de

Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA. Serão tidas também em consideração, as regras em vigor na Europa através das regras definidas no Eurocódigo 2 (ENV 1992-1:1991).

3.3. PRÉ- DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais é importante para que o processo de modelização no programa de cálculo (MGE) seja otimizado.

O pré-dimensionamento é feito através das fórmulas simplificadas presentes no REBAP e em bibliografia da especialidade.

3.3.1. LAJES

3.3.1.1. Espessura Mínima Face à Deformação

A espessura da laje deve satisfazer as seguintes condições, presentes no artigo 102.º do REBAP [12]:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30 \eta$$

e

$$\frac{l_i}{h} \leq \frac{180}{l_i} \eta$$

Em que:

h - espessura da laje;

$l_j = \alpha l$ - vão equivalente da laje;

l - vão teórico:


α - coeficiente que depende do tipo de apoio e do tipo da laje (Quadro XV, do REBAP);

η - coeficiente consoante o tipo de aço utilizado;

A espessura das lajes deve ser no mínimo de 15cm, uma vez que a laje está apoiada directamente em pilares.

A aplicação destas expressões resulta nos valores limite da relação l/h face à deformação que originam de uma limitação da flecha-vão $\alpha/l_i = 1/400$ e ainda de uma limitação da flecha máxima de 1,5cm quando a deformação das lajes afecte paredes divisorias.

Para o edifício em estudo, analisando particularmente o piso tipo, foi obtido o seguinte valor:

- $\alpha = 0,8$, admitindo uma laje apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção ();
- $l = 7,075$, considerando o maior vão teórico, o que fará com que a espessura da laje seja superior ao indicado neste artigo do REBAP (o menor vão no caso de lajes armadas em duas direcções) de forma a minimizar a possibilidade de ocorrer deformações.
- $\eta = 0,8$, coeficiente adoptado para o A500 (artigo 89.º)

$$\Downarrow$$
$$h \geq 0.24 \text{ m}$$

3.3.1.2. Espessura Face aos Esforços

Os esforços actuantes na laje são fundamentalmente o momento flector, M , e o esforço transverso, V . Neste ponto será apenas considerada a verificação da espessura da laje face ao momento flector de cálculo.

Uma laje, é em geral, dimensionada, de forma a obter-se momentos reduzidos, μ , menores ou iguais a 0,20, o que advém da consideração que a rotura se inicia para uma extensão na armadura de tracção próxima do limite $\varepsilon_s = 0,8$. Contudo de forma a conduzir a uma solução mais económica os momentos reduzidos são normalmente na ordem dos 0,10.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}}$$

Em que:

μ - momento reduzido;

M_{sd} - momento flector de cálculo;

b - largura da secção;

d - altura útil;

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Para o piso tipo foi obtido o seguinte valor:

- Cargas ($p - kN/m^2$): $p = 6,0 + 3,5 + 2,0 = 11,5$
 - Peso Próprio = $0,24 \times 25 = 6,0 kN/m^2$
 - Revestimentos e Divisórias = $3,5 kN/m^2$
 - Sobrecarga Habitação = $2,0 kN/m^2$
- $M_{sd} = 1,5 \times \frac{pl^2}{8} = 107,93 kN.m$
- $b = 1 m$
- $d = h - 0,04 m = 0,20 m$



$$\mu = 0,15$$

Uma vez que o valor obtido conduz a um momento reduzido cumprindo o valor limite e para além disso económico, adopta-se o valor da espessura da laje obtido na alínea anterior (**$h = 0,24 m$**).

3.3.2. VIGAS

O principal objectivo no pré-dimensionamento das vigas prendeu-se na óbvia resposta aos pressupostos arquitectónicos, mas também na simplificação, numa perspectiva de antevisão dos problemas inerentes ao processo construtivo. Desta forma serão obtidos valores de secções para todas as vigas da envolvente do edifício e será adoptada uma secção tipo para as vigas do edifício, obedecendo à condição do limite de deformação.

3.3.2.1. Altura Mínima Face à Deformação

A altura da viga deve satisfazer a seguinte condição, presente no artigo 89.º do REBAP [12]:

$$\frac{l_i}{h} \leq 20 \eta$$

Em que:

h - altura da viga;

$l_i = \alpha l$ - vão equivalente da viga;


l - vão teórico (definido de acordo com o artigo 87.º, dependendo das condições efectivas de apoio);

α - coeficiente que depende do tipo de apoio da viga (Quadro XIII);

η - coeficiente consoante o tipo de aço utilizado.

A aplicação desta expressão resulta da verificação de segurança em relação aos estados limite de deformação através da consideração de um estado limite definido por uma flecha igual a 1/400 do vão para combinações frequentes de acções.

Para o edifício em estudo, analisando particularmente o piso tipo, foi obtido o seguinte valor:

- $\alpha = 1$, admitindo vigas simplesmente apoiadas ();
- $l = 7,075$, considerando no caso de vigas simplesmente apoiadas o menor dos seguintes valores: o vão livre acrescido de 1/3 da largura de cada apoio ou o vão livre aumentado da altura útil da viga.
- $\eta = 0,8$, coeficiente adoptado para o A500 (artigo 89.º)



$$h \geq 0,45 \text{ m}$$

3.3.2.2. Altura Mínima Face aos Esforços

Os esforços actuantes nas vigas são essencialmente o momento flector, M , e o esforço transversal, V . Neste item será detalhado o processo de cálculo do pré-dimensionamento da secção baseado no momento flector, e no respectivo anexo, será apresentada a tabela de cálculo utilizada, não só para o piso tipo de habitação como também para os pisos com diferentes utilizações.

O processo de dimensionamento de uma viga, inicia-se fixando o momento reduzido igual a 0,25, e da relação corrente entre a base e a altura útil de uma secção:

$$b = 0,4xd,$$

de forma a recorrer à formula supra citada.

Deste modo, será então necessário calcular o momento flector de cálculo, M_{sd} . O momento flector de cálculo é obtido através das seguintes expressões, provenientes do método de cálculo americano (ACI) [4].

Para vigas de três tramos (o maior momento corresponde à face exterior do apoio vizinho do extremo):

$$M_{sd} = \frac{p_{sd}l^2}{10}$$

Para vigas de dois tramos (o maior momento corresponde ao apoio central):

$$M_{sd} = \frac{p_{sd}l^2}{9}$$

Para uma viga com um tramo, simplesmente apoiada utiliza-se a fórmula corrente em estruturas de betão armado:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd}l^2}{8}$$

Admitindo um caso corrente de cargas permanentes e sobrecargas no piso tipo de habitação, por exemplo a viga V4, obtém-se o seguinte valor de altura mínima de laje:

- $p_{sd} = 1,5 \times [3,54 \times (6 + 3,5) + 5 + 6,3] + 1,5 \times [3,54 \times 2] = 77,97 \text{ kN/m}$
 - Peso Próprio (Laje) = $0,24 \times 25 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
 - Peso Próprio (Viga) = 5 kN/m
 - Peso Próprio (Parede de Revestimento) = $6,3 \text{ kN/m}$
 - Revestimentos e Divisórias = $3,5 \text{ kN/m}^2$
 - Sobrecarga Habitação = $2,0 \text{ kN/m}^2$
- $M_{sd} = \frac{p_{sd}l^2}{9} = 386,01 \text{ kN.m}$
- $b = 0,4 \times d$



$$d = 0,61 \text{ m}$$

$$h = 0,65 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{ Somar o recobrimento de 4cm}$$

Foi elaborada uma folha de cálculo, que através dos inputs dos valores dos vãos de influência das lajes nas vigas e das cargas e sobrecargas existentes sobre estas, obtém-se os valores da secção, b e h (Quadro 3.1).

Uma vez que os valores obtidos recorrendo ao cálculo dos esforços actuantes nas vigas conduziram a um valor mais limitativo do que o calculado face à deformação admite-se a seguinte secção tipo para todos os pisos:

$$h = 0,70 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

Quadro 3.1 – Pré-dimensionamento das vigas.

Viga	Cargas Permanentes (kN/m ²)										Sobrecargas (kN/m ²)									
	Vão Vig. (l) (m)	Vão Vig. (l) (m)	Vão Vig. (l) (m)	h Laje (m)	h Varanda (m)	Prod. Varanda (m)	Varanda (m)	Pe. dielho (m)	P.P. Laje	P.P. Laje	P.P. Laje	P.P. Varanda	P.P. Vig. Varanda	P.P. Vig. Varanda	P.P. Vig. Varanda	Habitação	Cobertura	Garagens	Varanda	Varanda
V1	6,85	3,398	0,24	0,15	1,3	8,15	3	3	6	3,5	3,75	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V2	6,25	5,598	0,24	0,15	1,3	2,175	3	3	6	3,5	3,75	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V3	7,075	5,598	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V4	6,675	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V5	6,425	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V6	7,075	3,213	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V7	7,075	3,125	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V8	6,25	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V9	6,85	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V10	7,075	5,625	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V11	6,425	5,625	0,24	0	0	0	3	3	6	3,5	0	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V12	6,675	5,625	0,24	0,15	1,3	2,8	3	3	6	3,5	3,75	5	6,3	6,3	6,3	2	0	0	5	5
V1	6,85	3,398	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V2	6,25	5,598	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V3	7,075	5,598	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V4	6,675	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V5	6,425	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V6	7,075	3,213	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V7	7,075	3,125	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V8	6,25	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V9	6,85	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V10	7,075	5,625	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V11	6,425	5,625	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V12	6,675	5,625	0,24	0	0	0	3	3	6	2,5	0	5	6,3	6,3	6,3	0	1	0	0	0
V5	6,425	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	4	0	5	6,3	6,3	6,3	0	0	4	0	0
V6	7,075	3,213	0,24	0	0	0	3	3	6	4	0	5	6,3	6,3	6,3	0	0	4	0	0
V7	7,075	3,125	0,24	0	0	0	3	3	6	4	0	5	6,3	6,3	6,3	0	0	4	0	0
V8	6,25	3,598	0,24	0	0	0	3	3	6	4	0	5	6,3	6,3	6,3	0	0	4	0	0
V5	6,425	3,598	0,24	0	0	0	4	4	6	4	0	5	7	7	7	0	0	4	0	0
V6	7,075	3,213	0,24	0	0	0	4	4	6	4	0	5	7	7	7	0	0	4	0	0
V7	7,075	3,125	0,24	0	0	0	4	4	6	4	0	5	7	7	7	0	0	4	0	0
V8	6,25	3,598	0,24	0	0	0	4	4	6	4	0	5	7	7	7	0	0	4	0	0

3.3.3. PILARES

Na perspectiva de responder às solicitações da arquitectura, os pressupostos de pré-dimensionamento correspondem, ao perfeito encaixe dos pilares no conjunto viga-pilar-parede (envolvente do edifício) ou no conjunto pilar-parede (interior do edifício) e na permanência da mesma secção desde a origem até ao topo, de forma a simplificar o processo construtivo.

Relativamente às regras presentes no REBAP, no que se refere às dimensões mínimas, apenas são enunciados dois valores. Neste sentido é descrito no artigo 120.º [12] que a dimensão mínima da secção transversal é no mínimo de 20 cm e ainda no mesmo artigo, que a esbelteza dos pilares, λ , não deve exceder 140.

Desta forma foi necessária optar-se por pré-dimensionar as secções com base nos esforços actuantes nas mesmas. Em termos de pré-dimensionamento será tido apenas em consideração o esforço para o qual os pilares são normalmente mais solicitados - a compressão.

Assim, é necessário calcular o esforço actuante, N_{sd} . Para os pilares do interior calcula-se a partir da área de influência da laje no pilar (Figura 3.6), e para os pilares do contorno dividindo por dois os esforços calculados em 3.3.2.2 para cada viga que descarrega no pilar.

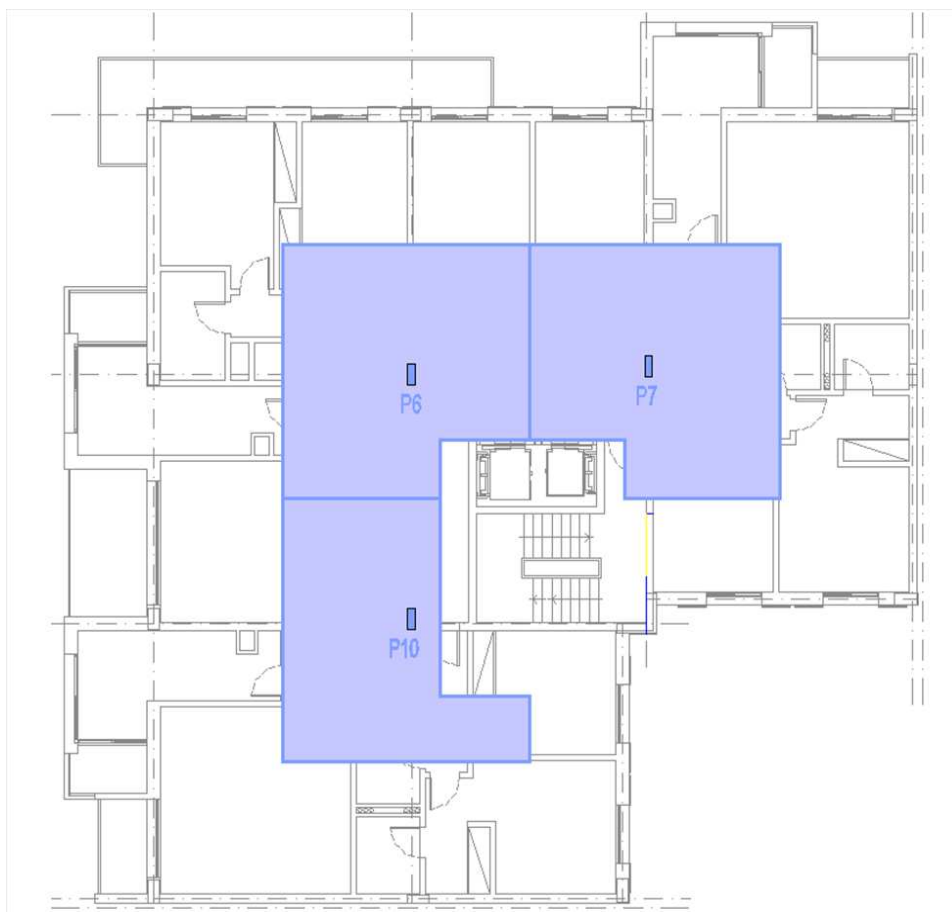


Fig. 3.6 – Área de Influência dos pilares interiores.

É ainda necessário calcular o esforço resistente, N_{rd} , através da seguinte fórmula, admitindo 2% (da secção de betão) para a armadura de compressão:

$$N_{rd} = 0,85 \times f_{cd} \times A_c + 0,02 \times f_{syd} A_c$$

Em que,

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

A_c - secção de betão;

f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Admite-se 2% de percentagem de armadura, uma vez que não se pretende diminuir a secção do pilar.

O valor da secção A_c ., retira-se aplicando a verificação de segurança relativa à verificação da compressão simples:

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

Nos quadros 3.2 e 3.3 encontra-se sintetizado o processo de cálculo referido, respectivamente para os pilares do contorno e para os pilares interiores.

Quadro 3.2 – Secções dos pilares do contorno.

Pilares		N.º Pisos	P.P. Pilar ≈	Nsd	fcd	fsyd	α	Ac	b	h
			(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)		(m²)	(m)	(m)
Contorno	P1	9	204,19	8987,15	16700	435000	0,85	0,393	1,35	0,30
	P2	9	204,19	8540,73	16700	435000	0,85	0,373	1,25	0,30
	P3	9	204,19	7714,83	16700	435000	0,85	0,337	1,15	0,30
	P4	9	204,19	6229,18	16700	435000	0,85	0,272	0,95	0,30
	P5	9	204,19	7875,91	16700	435000	0,85	0,344	1,15	0,30
	P8	12	272,25	5756,27	16700	435000	0,85	0,251	0,85	0,30
	P9	9	204,19	7230,64	16700	435000	0,85	0,316	0,60	0,55
	P11	12	272,25	6486,11	16700	435000	0,85	0,283	0,60	0,50
	P12	8	181,50	5634,35	16700	435000	0,85	0,246	0,85	0,30
	P13	11	249,56	5191,06	16700	435000	0,85	0,227	0,80	0,30
	P14	11	249,56	5811,82	16700	435000	0,85	0,254	0,6	0,45

Quadro 3.3 – Secções dos pilares interiores.

Pilares	N.º Pisos	P.P. Pilar ≈	A Inf.	Nsd	fcd	fsyd	α	Ac	b	h	
		(kN)	(m²)	(kN)	(kPa)	(kPa)		(m²)	(m)	(m)	
Interior	P6	13	294,94	39,33	9261,98	16700	435000	0,85	0,405	0,50	0,85
	P7	13	294,94	39,78	9363,32	16700	435000	0,85	0,409	0,50	0,85
	P10	13	294,94	32,33	7691,87	16700	435000	0,85	0,336	0,45	0,75

3.3.4. PAREDES

A espessura das paredes do núcleo de escadas foi definida de forma a encontrar concordância com a arquitectura e a permitir formar um núcleo de rigidez do edifício obedecendo à espessura mínima definida no REBAP.

A espessura das paredes definida no artigo 124.º [12] não deve ser inferior a 10 cm e a sua esbelteza, não deve exceder 120.

Assim as paredes concordantes com a planta arquitectónica desde a base até ao topo do edifício apresentam a espessura de **0,20 m**.

3.3.5. MUROS DE SUPORTE [2]

Os muros de suporte do edifício estão localizados de acordo com as figuras 3.4 e 3.5, nos pisos -3, -2, -1, 0, 1 e 2 e à semelhança de todos os elementos estruturais anteriores foram dimensionados com o objectivo de cumprir a largura imposta pela arquitectura.

De forma a pré dimensionar os muros de suporte é necessário definir um esquema estrutural que permita o cálculo. Uma vez que os muros suportam essencialmente o peso das terras a eles adjacentes, estes serão calculados como lajes simplesmente apoiadas, armadas numa só direcção, funcionando verticalmente (Figura 3.7).

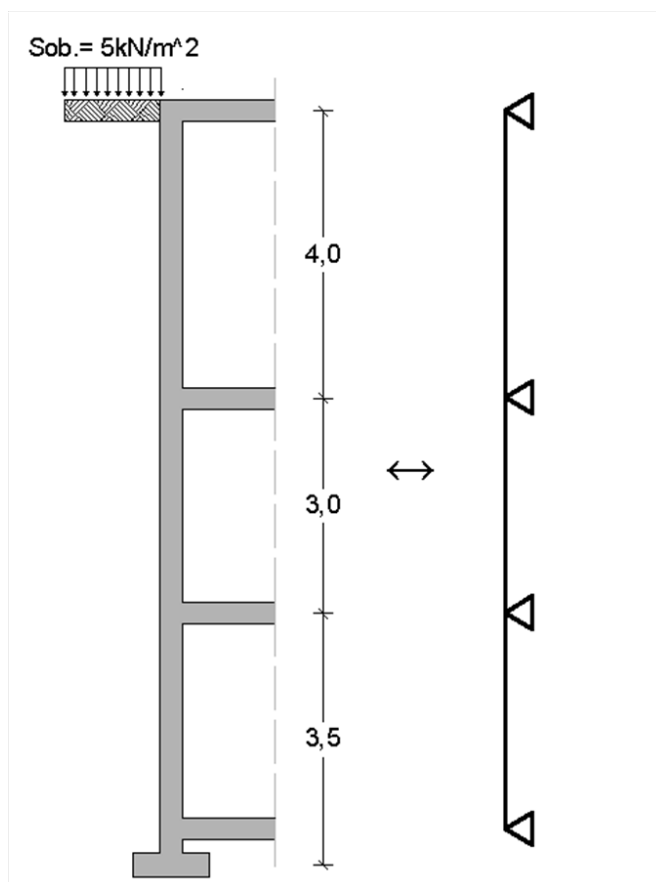


Fig. 3.7 - Esquema Estrutural do Muro de Suporte 1 (MS1).

Para o cálculo das cargas permanentes actuantes provenientes do impulso de terras é necessário conhecer os valores de resistência característicos do solo:

- Ângulo de atrito (ϕ) – 35°
- Peso volúmico (γ) – 20 kN/m³
- Coeficiente em repouso (k_0) → $k_0 = 1 - \sin 35^\circ = 0,43$ (Método de Rankine)

Assim o cálculo das cargas permanentes é feito a partir da seguinte expressão:

$$p_{imp.terras} = k_0 \times \gamma \times h$$

Foi ainda considerado a sobrecarga no pavimento exterior, pelo que as cargas actuantes correspondem:

$$p_{sob.} = k_0 \times Sob.$$

⇓

$$5 \text{ kN/m}^2$$

⇓

$$p_{sob.} = 2,15 \text{ kN/m}^2$$

Note-se que o esforço axial é desprezado face à sua insignificância relativamente aos impulsos de terras.

Deste modo as cargas actuantes no muro de suporte 1 são esquematicamente as seguintes:

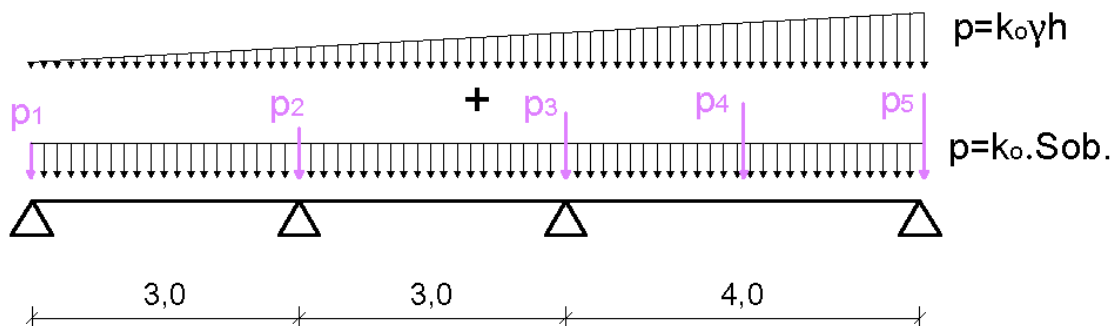


Fig. 3.8 – Cargas actuantes no muro de suporte.

Saliente-se que não é considerado o impulso hidrostático, uma vez que não detectou nas sondagens elaboradas, a existência de nível freático acima das fundações. Não obstante será prevista uma drenagem periférica no tardo de todos os muros de suporte, recorrendo a uma cortina drenante ligada a um dreno na parte inferior do muro.

Assim:

$$p = p_{sob.} + p_{imp.terras}$$

$$p_1 = 2,15 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = 2,15 + 0,43 \times 20 \times 4 = 36,55 \text{ kN/m}^2$$

$$p_3 = 36,55 + 0,43 \times 20 \times 3 = 62,35 \text{ kN/m}^2$$

$$p_4 = 62,35 + 0,43 \times 20 \times 1,75 = \mathbf{77,40 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_5 = 62,35 + 0,43 \times 20 \times 3,5 = 92,45 \text{ kN/m}^2$$

O valor do momento positivo mais condicionante corresponde à carga a meio vão do piso mais próximo das fundações (p_4):

$$M = \frac{p_4 l^2}{10}$$

$$\Downarrow$$

$$M = \frac{77,4 \times 3,5^2}{10} = 94,82 \text{ kN.m}$$

Considerando um momento reduzido económico, igual a 0,15 obtém-se para espessura (e) do muro de suporte 1:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}}$$

$$\Downarrow$$

$$0,15 = \frac{1,5 \times 94,82}{1 \times d^2 \times 16700}$$

$$\Downarrow$$

$$d = 0,24 \text{ m}$$

$$\curvearrowright \text{ Somar o recobrimento de 4cm}$$

$$\mathbf{e \cong 0,30 \text{ m}}$$

O procedimento de cálculo anterior foi repetido para os muros de suporte 2, 3 e 4, tendo-se obtido o mesmo valor de espessura dos muros, inserindo-se na definição arquitectónica.

4

ACÇÕES E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

4.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como principal objectivo definir, caracterizar e quantificar as principais acções actuantes num edifício, de acordo com a localização e a forma do edifício e respeitando as regras de definição de acções presentes no R.S.A.

Deste modo serão classificadas as acções de acordo com a frequência da sua actuação em permanentes, variáveis e de acidente para servir de base à sua quantificação e às regras da sua combinação.

As combinações de acções para estados limites últimos são utilizadas para verificação de segurança em todo o processo de dimensionamento do edifício (capítulo 5) e a combinação para estados limites de utilização para verificação de segurança no processo de análise de deformação (capítulo 6).

4.2. ACÇÕES PERMANENTES

Caracterizam-se como acções permanentes, “aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura.”

As acções permanentes num edifício são principalmente os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais, os pesos dos equipamentos fixos e os impulsos de terras.

No seguimento do presente trabalho serão quantificadas as acções provenientes dos pesos próprios e dos impulsos de terras, não se considerando a acção dos pesos dos equipamentos.

4.2.1. PESOS PRÓPRIOS [13]

Para o cálculo do peso próprio dos elementos estruturais, será adoptado o peso volúmico do betão armado e pré-esforçado – 25 kN/m^3 .

Serão considerados os valores presentes no quadro 4.1 para quantificação dos pesos próprios dos elementos não estruturais – paredes exteriores e paredes divisórias e revestimentos, consoante a utilização dos pisos.

Quadro 4.1 – Pesos próprios dos elementos não estruturais.

Elementos Não Estruturais	Peso próprio (kN/m ²)		
	Garagens*	Habitação	Cobertura
Paredes Exteriores	3,5	3,5	-
Paredes Divisórias e Revestimentos	2,5	3,5	4,0

* No caso das garagens enterradas deverá ser utilizado o peso volúmico do betão armado.

4.2.2. IMPULSOS DE TERRAS

Os impulsos de terras são definidos de acordo com as características de resistência e propriedades do solo e com a geometria dos muros de suporte e a sua localização relativamente ao sistema de eixos definido para introdução de acções no programa de cálculo.

Note-se que a origem do sistema de eixos não coincide com o centro de gravidade para simplificação de cálculo das acções.

Deste modo, a partir do definido no ponto 3.3.5 (esquema estrutural e cargas associadas) e após introduções dos dados no programa de cálculo, MGE, obtiveram-se as reacções nos apoios (em kN/m), o que permitiu definir o valor das forças actuantes ao nível das lajes, multiplicando pelo comprimento do muro, em x e em y bem como os momentos em relação ao sistema de eixos, realizados por estas forças concentradas (Figura 4.1).

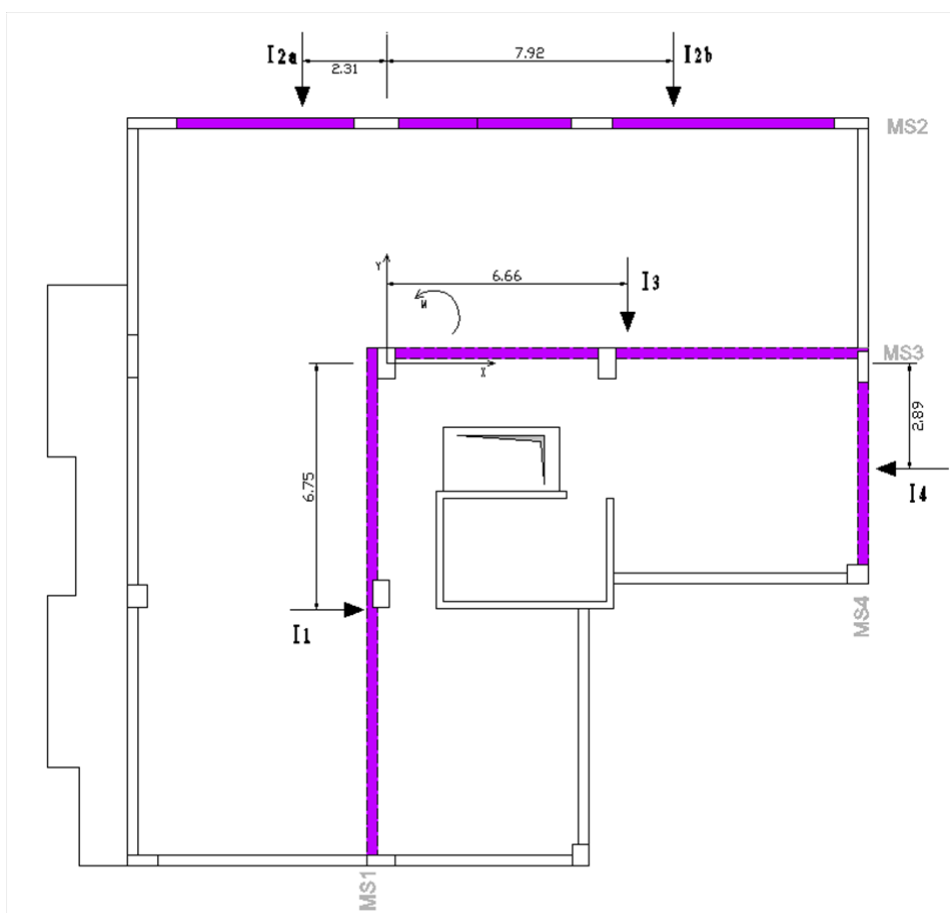


Fig. 4.1 – Forças representativas dos impulsos de terras.

Note – se que o muro de suporte 2 foi dividido em duas acções dada a sua geometria irregular.

O valor das forças concentradas e dos respectivos momentos, foram somados, de acordo com as diferentes orientações, piso a piso, obtendo-se os inputs necessários para o programa de cálculo (MGE) - Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Inputs para o MGE da acção impulso de terras.

MGE	Impulsos de Terras		
Nível	Fx (kN)	Fy (kN)	M(kN.m)
1	1917,31	-3307,40	-3556,52
2	829,97	-1431,64	-1539,51
3	153,57	-264,90	-284,84
4	0	-3513,18	-16394,61
5	0	-741,11	-5744,42
6	0	-122,05	-976,40

4.3. ACÇÕES VARIÁVEIS

As acções variáveis caracterizam-se pela “variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura”. [13]

As acções variáveis consideradas no dimensionamento de um edifício de acordo com o REBAP são as sobrecargas (e efeitos dinâmicos inerentes como forças de frenagem, de lacete e centrífugas), as acções do vento, dos sismos, das variações de temperatura, da neve, dos atritos em aparelhos de apoio e ainda as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

No âmbito do presente trabalho, serão apenas determinadas as cargas preponderantes no edifício: as sobrecargas, as acções do vento e dos sismos.

4.3.1. SOBRECARGAS

As sobrecargas são tal como a palavra indica, correspondem a cargas contabilizadas para além das permanentes inerentes à construção do edifício. Resultam assim da utilização do edifício, apresentando valores específicos de acordo com o elemento construtivo e a constituição do mesmo.

Desta forma consideram-se sobrecargas de utilização em coberturas, pavimentos, varandas e acessos, e ainda em guardas e parapeitos. No âmbito do presente trabalho apenas não são consideradas as duas últimas acções.

Os valores admitidos na quantificação de sobrecargas do edifício bem como os valores reduzidos considerados na combinação de acções para os estados limites último e de utilização correspondem aos valores presentes no quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Valores de sobrecargas e coeficientes ψ .

Elemento Construtivo	Tipo/ Constituição	Sobrecarga (kN/m ²)	Coeficientes ψ		
			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Coberturas	Terraço não acessível	1,0	0	0	0
Pavimentos	Habitação	2,0	0,4	0,3	0,2
	Garagem	4,0	0,8	0,6	0,6
Varandas	-	5,0*	0,4**	0,3**	0,2**

* valor a considerar numa faixa de largura de 1 m adjacente ao parapeito, na restante superfície é considerado o valor do compartimento contíguo – habitação.

** valor igual ao compartimento contíguo.

4.3.2. ACÇÃO DO VENTO [13]

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas suas superfícies. É desta forma considerado como actuando na horizontal, podendo ter qualquer rumo. No âmbito do presente edifício serão consideradas duas acções horizontais, vento na direcção x e na direcção y.

A determinação desta acção pode ser efectuada quer por métodos analíticos quer por meios experimentais, tendo em conta a velocidade média do vento em altura, as características de turbulência do vento, as características geométricas e aerodinâmicas da estrutura e ainda a interacção do escoamento do ar com o edifício, o que implica meios de análise demasiadamente complexos.

Assim o REBAP, propõe a utilização de um processo simplificado de análise que permite determinar com aproximação suficiente a acção do vento, admitindo uma definição estática do vento sobre a construção.

Desta forma, para determinar as pressões aplicadas pelo vento em altura através deste método simplificado, é necessário classificar o edifício de acordo com o zonamento do país, determinar a rugosidade aerodinâmica do solo, os valores característicos da pressão dinâmica do vento e os coeficientes de pressão, dados fundamentais à determinação da força resultante das pressões do vento nas direcções consideradas.

4.3.2.1. Zonamento do Território

O edifício, como já foi referido no ponto 2.2, está localizado em Coimbra, pelo que se insere na generalidade do território – Zona A.

4.3.2.2 Rugosidade Aerodinâmica do Solo

A rugosidade aerodinâmica do solo está intrinsecamente relacionada com as dimensões e a distribuição dos obstáculos circundantes ao edifício e que afectam o escoamento do ar reflectindo-se na variação da velocidade do vento.

Uma vez que o edifício se localiza na periferia de Coimbra, a rugosidade do solo é do tipo II, correspondendo à rugosidade mais gravosa, conduzindo a valores característicos de pressão dinâmica mais desfavoráveis.

4.3.2.3 Pressão Dinâmica do Vento

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k , são definidos de acordo com a zona de inserção do edifício (Zona A), com o tipo de rugosidade e com a variabilidade de altura do edifício.

Uma vez que o objectivo de cálculo é obter uma força resultante por nível, isto é, por laje, para constituir o input necessário ao programa de cálculo MGE, foram adoptados, de acordo com o artigo 24.º (Figura 4.2) do REBAP, os valores característicos de pressão dinâmica da figura 4.3.

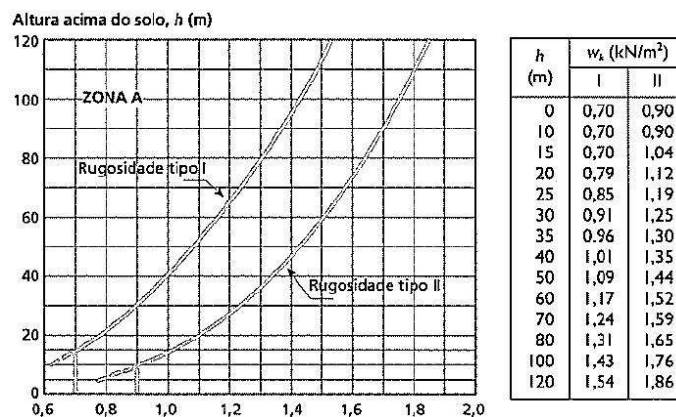


Fig. 4.2 – Valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k (kN/m²).

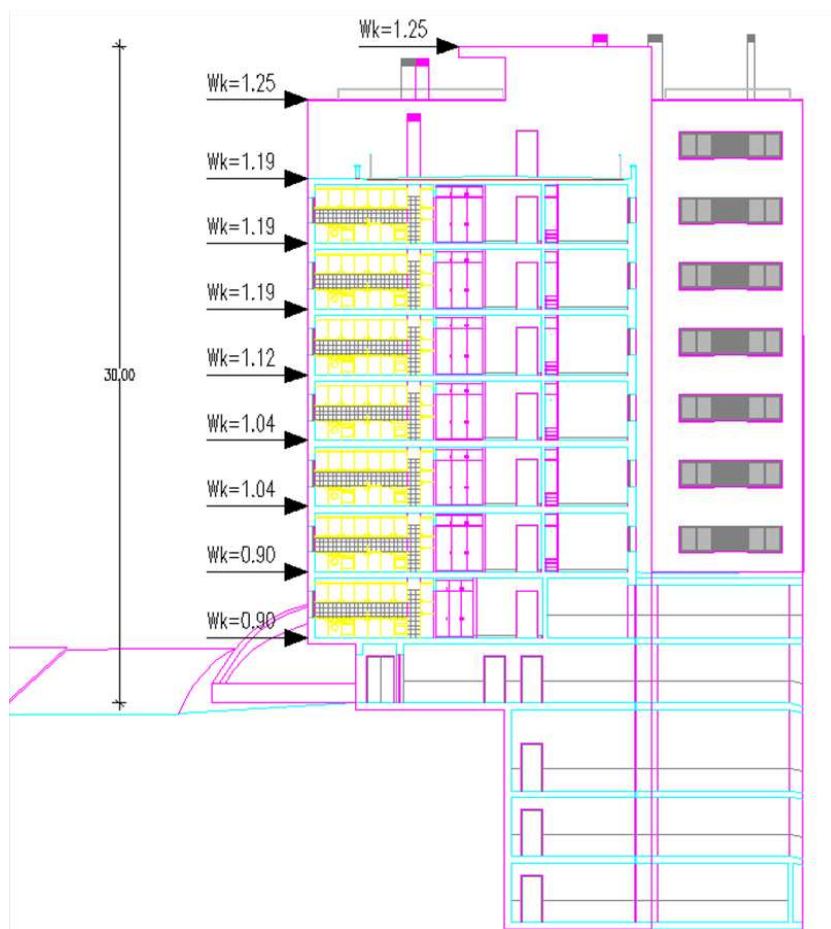


Fig. 4.3 - Valores característicos da pressão dinâmica do vento em altura, w_k (kN/m²), adoptados para o edifício em estudo.

4.3.2.4 Coeficientes de Pressão

As pressões exercidas nos elementos da envolvente dos edifícios são resultantes de pressões exteriores e de pressões interiores.

As pressões exteriores são determinadas através de coeficientes de pressão exteriores, δ_{pe} . Estes coeficientes são definidos de acordo com a forma da construção e a direcção e sentido de actuação do vento.

Por simplificação adoptou-se como forma de construção o quadrado formado pela envolvente exterior do edifício (Figura 4.4).

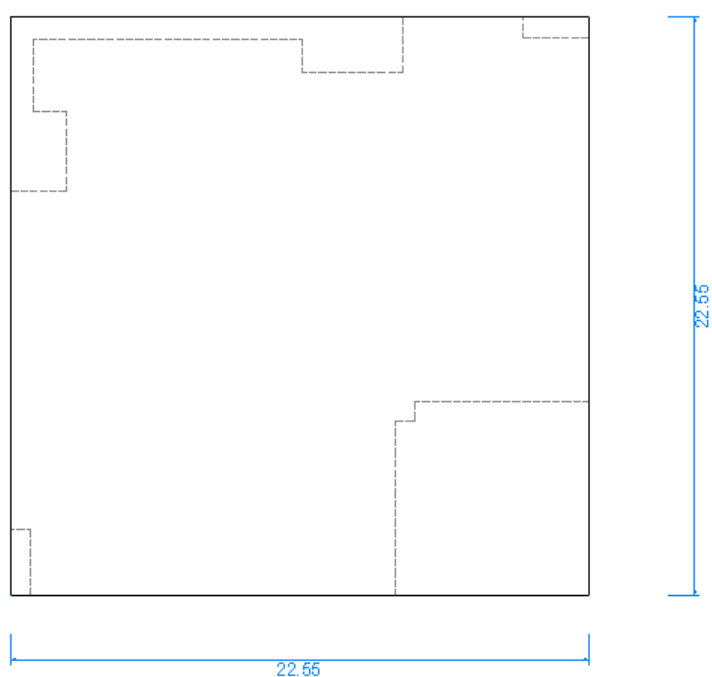



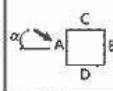
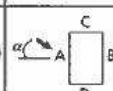
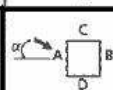
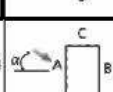
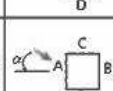
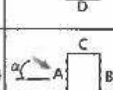
Fig. 4.4 – Envolvente do edifício em estudo.

De forma a definir os coeficientes de pressão exterior utilizou-se o quadro 4.5 exportada do Anexo I do REBAP e os seguintes valores (Quadro 4.4):

Quadro 4.4 – Características dimensionais do edifício.

Planta		Altura do edifício h(m)	Relações geométricas do edifício	
> dimensão	< dimensão		a/b	h/b
a (m)	b (m)			
22,55	22,55	30	1	1,33

Quadro 4.5 – Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes.

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5	-0,8
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,0
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,1
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} > 6$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8	-1,2
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7	-1,2
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1	

(*) h representa a altura do edifício; a e b representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta.

$$h = 24 \text{ m} \quad \frac{h}{b} \geq 1 \quad \frac{a}{b} \geq 1$$

$$a = b = 23 \text{ m}$$

Analisando a tabela anterior obtiveram-se os coeficientes representados na figura 4.5 para a direcção x e para a direcção y e ainda a sua resultante, obtida pela soma vectorial numa e noutra face, por direcção considerada.

Note-se que os coeficientes são afectados de sinal positivo ou negativo consoante correspondem a pressões ou sucções na face do elemento a que se referem, pelo que as setas representativas quando incidem no edifício representam pressões e quando partem do edifício representam sucções.

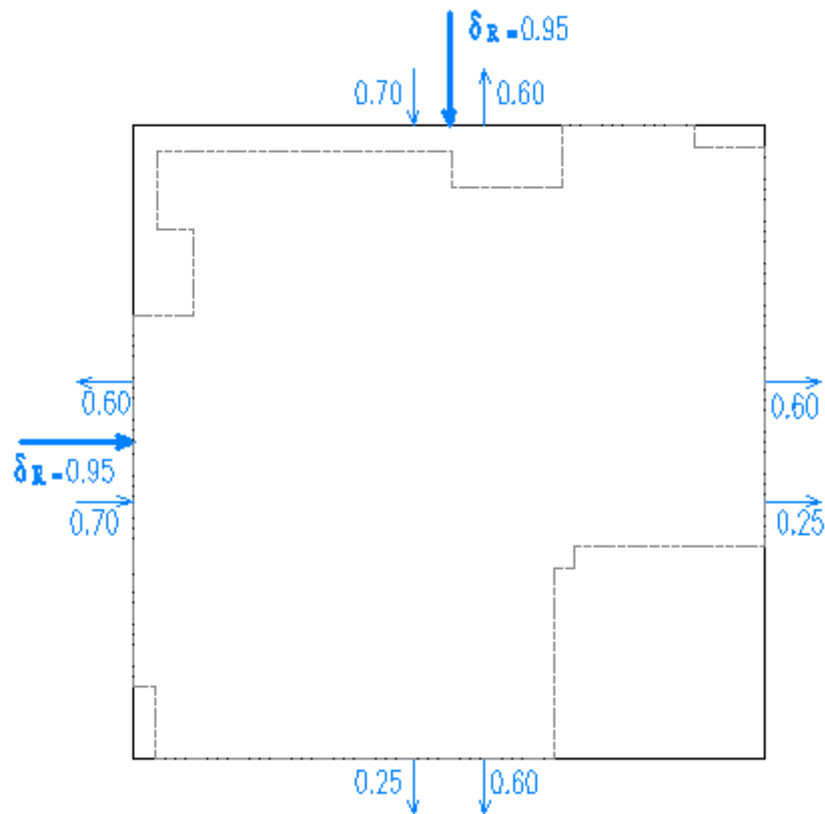


Fig. 4.5 – Acções globais sobre as superfícies e coeficientes de pressão exterior resultantes, δ_R .

As pressões interiores são quantificadas apenas no caso de não existir compartimentação interior ou no caso de esta existir mas não impedir a circulação de ar, o que não se verifica no edifício em estudo, pelo que não serão definidos os coeficientes de pressão interior.

4.3.2.5 Forças Resultantes da Acção do Vento

Como já foi referido em 4.3.2.3, a acção do vento será caracterizada por forças concentradas consideradas como actuando na horizontal e nas duas direcções principais, x e y.

De forma simplificada, a determinação da força resultante ao nível de cada laje devida ao vento, será obtida supondo que as pressões aplicadas nas superfícies de construção são estáticas. Assim a força resultante centralizada ao nível de cada laje é obtida através da seguinte fórmula:

$$F = w_k \delta_{pe} A$$

Em que,

F - força ao nível de cada laje (kN);

w_k - valor característico da pressão dinâmica (kN/m²) – Figura y

δ_{pe} - coeficiente de pressão exterior – Figura z

A - área de influência considerada (m²):

$$A = l x \left[\frac{\text{pé direito piso}}{2} + \frac{\text{pé direito piso inferior}}{2} \right]$$

sendo l , a largura da envolvente adoptada.

Como a resultante das forças encontra-se excêntrica em relação ao centro de coordenadas definido, existirão momentos devido à acção do vento (Figura 4.6).

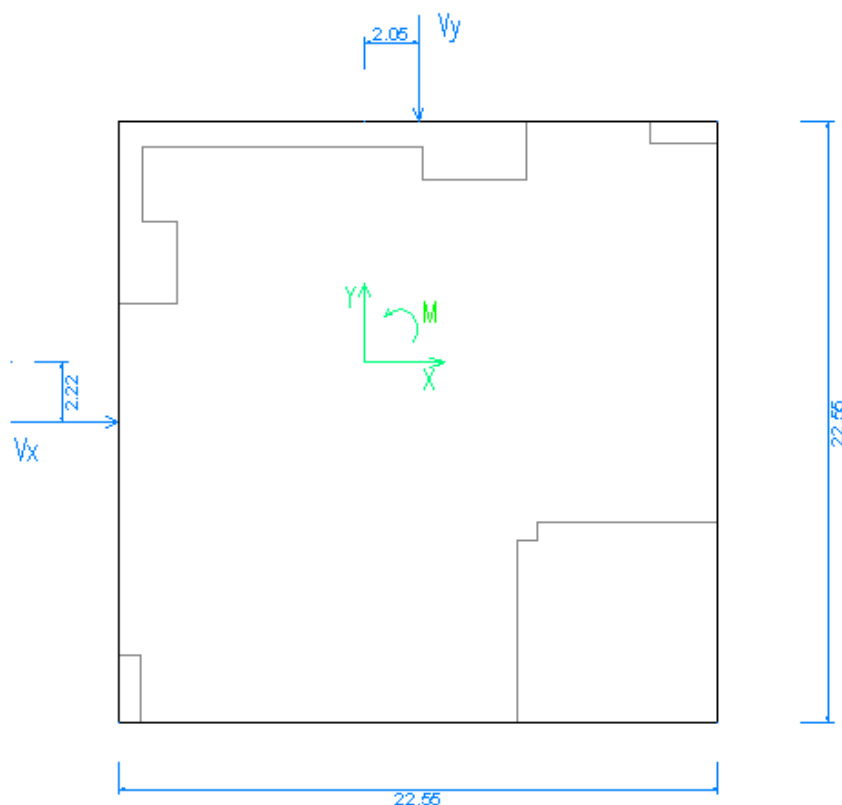


Fig. 4.6 – Distância entre as forças resultantes da acção do vento e o referencial adoptado.

Nos quadros 4.6 e 4.7 encontram-se resumidas as forças resultantes em x e em y bem como os momentos originados pelas mesmas, de acordo com o nível considerado no programa de cálculo.

Quadro 4.6 – Inputs para o MGE para a acção vento x.

MGE	Vento x		
Nível	Fx (kN)	Fy (kN)	M(kN.m)
4	57,84	0	128,40
5	57,84	0	128,40
6	66,84	0	148,38
7	66,84	0	148,38
8	71,98	0	159,79
9	76,48	0	169,79
10	76,48	0	169,79
11	76,48	0	169,79
12	60,95	0	-79,84
13	12,65	0	40,64

Quadro 4.7 – Inputs para o MGE para a acção vento y.

MGE		Vento y	
Nível	F _x (kN)	F _y (kN)	M(kN.m)
4	0	-57,84	-118,57
5	0	-57,84	-118,57
6	0	-66,84	-137,02
7	0	-66,84	-137,02
8	0	-71,98	-147,56
9	0	-76,48	-156,78
10	0	-76,48	-156,78
11	0	-76,48	-156,78
12	0	-88,79	-182,02
13	0	-12,30	-38,44

4.3.3. ACÇÃO DO SISMO [13]

Os sismos são caracterizados como acções dinâmicas resultantes do conjunto de vibrações do solo que durante a ocorrência do sismo são transmitidas às estruturas.

Desta forma a sua quantificação depende da zona de inserção da construção dada a variabilidade de zonas sísmicas do território continental, da natureza do terreno, do tipo de estrutura e da massa do edifício associada à quantificação da acção na direcção de actuação, considerada no plano horizontal.

4.3.3.1 Zonamento de Território

O zonamento do território para efeitos de quantificação da acção dos sismos é definido no anexo III, do R.S.A. e divide o país em quatro zonas designadas por A, B, C e D (Figura 4.7). A sismicidade do território decresce de Sul (Zona A) para Norte (Zona D).

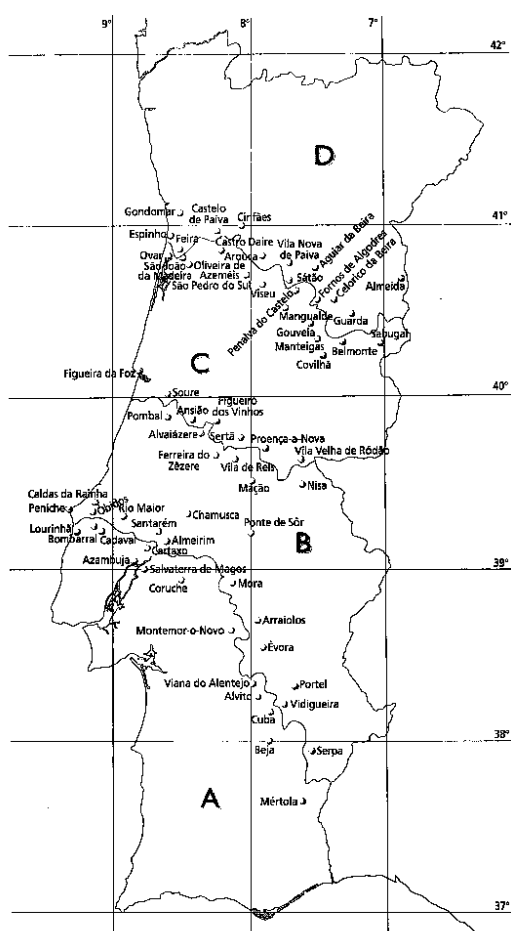


Fig. 4.7 – Zonamento do território continental.

O edifício em estudo será construído em Coimbra correspondendo à zona C do território nacional, pelo que de acordo com o quadro 4.8, o valor do coeficiente de sismicidade, α , corresponde a 0,5.

Quadro 4.8 – Valores do coeficiente de sismicidade, α .

Zona Sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

4.3.3.2 Natureza do Terreno

O solo de fundação apresenta uma consistência baixa, característica relativa à definição da natureza do solo tipo III do artigo 29.º do RSA (solos coerentes moles e muito moles ou incoerentes soltos).

4.3.3.3 Coeficientes de Comportamento e Amortecimento

Os coeficientes de comportamento a adoptar para a determinação dos efeitos da acção do sismo dependem do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade.

Desta forma, de acordo com o definido no artigo 33.º do REBAP, para estruturas mistas pórtico-parede e ductilidade normal o coeficiente é igual a 2.

O coeficiente de amortecimento, ξ , adoptado para estruturas de betão é 5%, valor adoptado no programa de cálculo para todos os níveis.

4.3.3.4 Matriz de Massa [7]

A matriz de massa ou de inércia de um edifício é constituída com base na massa dos pisos ou níveis de compatibilização em que, de forma a definir os dados para o programa utilizado, é necessário definir quatro grandezas para cada nível: a massa total do piso, M , as coordenadas X_g e Y_g , do centro de massa dos pisos relativamente à origem do referencial adoptado e o momento polar de inércia, I_p , também relativamente à origem do referencial.

Admite-se que a massa total do piso, encontra-se uniformemente distribuída pelo mesmo e resulta do somatório do cálculo do peso das lajes, dos muros de suporte e das paredes do núcleo de escadas.

O peso das lajes é obtido através da multiplicação do esforço actuante por metro quadrado pela área correspondente do piso. O esforço actuante é calculado com base nas acções actuantes ao nível das lajes, cargas permanentes e sobrecargas, no Estado Limite Último considerando a acção sísmica como a acção variável de base e admitindo como coeficientes Ψ_2 os valores do quadro 4.3.

$$S_d = \Sigma G + \gamma Q_{sismo} + \Psi_2 Q$$

Os valores da massa por nível de compatibilização encontram-se sintetizados no quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Determinação da massa por nível de compatibilização.

MGE	Acções e Combinação			Pesos				Peso Total	Massa
Nível	G	Q	Sd	Área	Lajes	Paredes Exteriores	Muros/Paredes de betão	P	M
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(m ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(ton)
1	9,5	4	11,9	131	1559	-	967	2526	253
2	9,5	4	11,9	131	1559	-	967	2526	253
3	9,5	2	9,9	420	4158	826	234	5217	522
4	9,5	2	9,9	420	4158	826	234	5217	522
5	9,5	2	9,9	420	4158	826	234	5217	522
6	9,5	2	9,9	420	4158	500	234	4892	489
7	9,5	2	9,9	420	4158	500	234	4892	489
8	9,5	2	9,9	420	4158	500	234	4892	489
9	9,5	2	9,9	420	4158	500	234	4892	489
10	9,5	2	9,9	420	4158	500	234	4892	489
11	9,5	2	9,9	420	4158	500	234	4892	489
12	9,5	1	9,5	316	3002	62	234	3297	330
13	9,5	1	9,5	40	380	0	0	380	38

O momento polar de inércia por nível de compatibilização é obtido a partir da seguinte expressão:

$$I_p = (I_x + I_y) \frac{M}{A}$$

Em que:

I_x - momento de inércia relativamente ao eixo X (m^4);

I_y - momento de inércia relativamente ao eixo Y (m^4);

M - massa de cada piso (ton);

A - área do respectivo piso (m^2).

O cálculo de I_x e de I_y , foi obtido a partir do teorema de Steiner entre eixos paralelos, uma vez que o centro de massa dos pisos não é coincidente com o centro de coordenadas adoptado (Figura 4.8).

Assim:

$$I_i = I_{ig} + Ad^2$$

Em que:

I_i - momento de inércia em relação ao eixo adoptado (m^4);

I_{ig} - momento de inércia em relação ao eixo de gravidade (m^4);

A - área do piso (m^2);

d - distância entre os eixos i e ig (m).

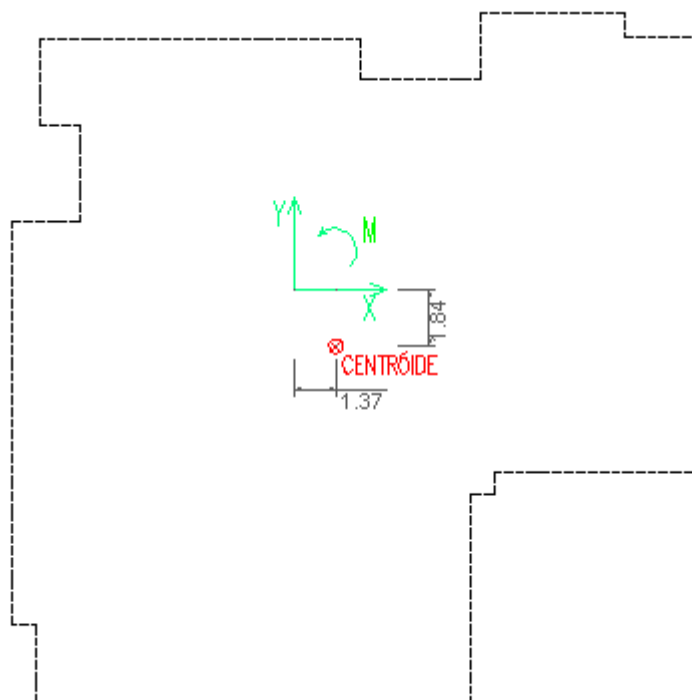


Fig. 4.8 – Distância entre o centro de massa e o centro de coordenadas adoptado para o piso tipo.

Os valores de cálculo do momento polar de inércia por nível de compatibilização encontram-se sintetizados no quadro 4.10. Saliente-se a importância das colunas a sombreado, uma vez que estas constituem a matriz de massa, input necessário ao cálculo da acção sísmica no programa de cálculo MGE.

Quadro 4.10 – Determinação dos momentos polares de inércia e inputs do programa de cálculo.

MGE			Sismo						
Nível	M (t)	Área (m ²)	I_{xg} (m ⁴)	I_{yg} (m ⁴)	X_g (m)	Y_g (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	I_p (t.m ²)
1	253	131	10595	1888	5,252	-5,286	14253	5499	38170
2	253	131	10595	1888	5,252	-5,286	14253	5499	38170
3	522	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	41262
4	522	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	41262
5	522	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	41262
6	489	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	38653
7	489	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	38653
8	489	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	38653
9	489	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	38653
10	489	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	38653
11	489	420	15019	15954	1,37	-1,84	16441	16742	38653
12	330	316	5547	12861	2,34	0,83	5764	14589	19095
13	38	40	138	131	3,1225	-3,2125	553	523	1024

4.4. ACÇÕES DE ACIDENTE [13]

“As acções de acidente são aquelas que só com muita fraca probabilidade assumem valores significativos durante a vida da estrutura e cuja quantificação apenas pode em geral ser feita por meio de valores nominais estrategicamente escolhidos.”

São consideradas acções deste tipo, acções resultantes de explosões, incêndios e choques de veículos.

No âmbito do presente trabalho estas acções não serão quantificadas.

4.5. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES [13]

A combinação de acções é fundamental para a verificação de segurança aos diferentes estados limites.

São consideradas as acções cuja actuação simultânea repercutem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

No desenvolvimento do presente trabalho foram consideradas as combinações fundamentais para a verificação de segurança aos estados limites últimos, onde intervêm as acções permanentes e as acções variáveis.

Admitindo a actuação das acções enunciadas anteriormente como:

Acções Permanentes. Pesos Próprios

Acções Variáveis:

Sobrecarga, Q;

Vento, W;

Sismo, E;

As combinações fundamentais, admitindo todas as acções têm um efeito desfavorável, são as seguintes:

Acção base – Sobrecarga:

$$S_d = 1,5 S_{Gk} + 1,5 (S_{Qk} + 0,6 S_{Wk})$$

Acção base – Vento:

$$S_d = 1,5 S_{Gk} + 1,5 (S_{Wk} + 0,7 S_{Qk})$$

Acção base – Sismo:

$$S_d = S_{Gk} + 1,5 S_{Ek} + 0,4 S_{Qk}$$

No caso da verificação de segurança relativamente ao Estado Limite de Utilização, as combinações de acções relativamente á duração da acção são as seguintes:

Combinações raras: estados limites de muita curta duração;

$$S_d = \sum G_{i,m} + Q_{1,k} + \sum \psi_{1,j} Q_{j,k}$$

Combinações frequentes: estados limites de curta duração;

$$S_d = \sum G_{i,m} + \psi_{1,1} Q_{1,k} + \sum \psi_{2,j} Q_{j,k}$$

Combinações quase permanentes: estados limites de longa duração;

$$S_d = \sum G_{i,m} + \sum \psi_{2,j} Q_{j,k}$$

De forma sintetizada, encontra-se no quadro 4.11, as combinações de acções que serão utilizadas para o dimensionamento, isto é cálculo de pórticos no programa de cálculo (Menu 6 do MGE). Nos quadros 4.12 e 4.13, resumem-se as combinações de acções utilizadas para o cálculo de pilares no MGE, na direcção X e na direcção Y.

Quadro 4.11 – Combinação de Acções de Pórticos (Menu 6 do MGE).

Acção base	Combinação	Cargas Permanentes	Sobrecargas	Vento	Impulso de Terras	Sismo
Sobrecarga com Vento	1	1,5	1,5	0,6	1,5	-
	2	1,5	1,5	-0,6	1,5	-
Vento	3	1,5	0,6	1,5	1,5	-
	4	1,5	0,6	1,5	1,5	-
Sismo	5	1	0,2	-	1	1,5
	6	1	0,2	-	1	1,5

Quadro 4.12 – Combinação de Acções de Pilares, direcção X (Menu 8 do MGE).

Acção base	Combinação	Cargas Permanentes	Sobrecargas	Vento X	Impulso de Terras	Sismo
Sobrecarga Com Vento X	1	1,5	1,5	0,6	1,5	-
	2	1,5	1,5	-0,6	1,5	-
Sobrecarga Com Vento Y	3	1,5	1,5	-	1,5	-
	4	1,5	1,5	-	1,5	-
Vento X	5	1,5	0,6	1,5	1,5	-
	6	1,5	0,6	-1,5	1,5	-
Vento Y	7	1,5	0,6	-	1,5	-
	8	1,5	0,6	-	1,5	-
Sismo X	9	1	0,2	-	1	1,5
	10	1	0,2	-	1	-1,5
Sismo Y	11	1	0,2	-	1	-
	12	1	0,2	-	1	-

Quadro 4.13 – Combinação de Acções de Pilares, direcção Y (Menu 8 do MGE).

Acção base	Combinação	Cargas Permanentes	Sobrecargas	Vento Y	Impulso de Terras	Sismo
Sobrecarga Com Vento X	1	1,5	1,5	-	1,5	-
	2	1,5	1,5	-	1,5	-
Sobrecarga Com Vento Y	3	1,5	1,5	0,6	1,5	-
	4	1,5	1,5	-0,6	1,5	-
Vento X	5	1,5	0,6	-	1,5	-
	6	1,5	0,6	-	1,5	-
Vento Y	7	1,5	0,6	1,5	1,5	-
	8	1,5	0,6	-1,5	1,5	-
Sismo X	9	1	0,2	-	1	-
	10	1	0,2	-	1	-
Sismo Y	11	1	0,2	-	1	1,5
	12	1	0,2	-	1	-1,5

5

MODELO DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

5.1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento do presente capítulo compreende a modelação da estrutura do edifício em estudo no programa de cálculo adoptado – MGE, e o consequente dimensionamento dos elementos estruturais constituintes da futura construção.

Os processos de modelação e dimensionamento da estrutura são, em muitas das situações iterativos, uma vez que se parte do pré-dimensionamento dos pilares, vigas, lajes, paredes e muros (capítulo 3) e, após a modelação da estrutura, se obtêm esforços no programa de cálculo nem sempre concordantes com as secções pré-dimensionadas.

A organização do capítulo 5 parte da apresentação do programa de cálculo, da sua estrutura e inputs necessários à obtenção de resultados; é ainda abordada a modelação do edifício em estudo para introdução no programa de cálculo e, por último, é apresentado o dimensionamento do edifício, de acordo com a legislação em vigor em Portugal, o REBAP.

5.2. PROGRAMA DE CÁLCULO: MGE [7]

O programa de cálculo MGE, foi desenvolvido para permitir o cálculo encadeado de estruturas de edifícios analisadas de acordo com o modelo tridimensional com três graus de liberdade por piso, sob acções horizontais estáticas (vento e impulsos de terras), acções horizontais dinâmicas (sismo), acções permanentes, sobrecargas, variações de temperatura e assentamentos de apoio.

Os três graus de liberdade definidos pelo modelo estrutural são os componentes do movimento horizontal de cada piso: duas translações e uma rotação.

O modelo estrutural considera a estrutura global do edifício constituída por estruturas ticoídalais, isto é, uma associação de elementos estruturais planos, pórticos, paredes e estruturas mistas (conjunto pórticos e paredes) e por núcleos com resistência própria à torção, interligados por pavimentos horizontais infinitamente rígidos. No entanto não foi considerada a resistência à torção dos núcleos.

Desta forma surge o conceito de níveis de compatibilização, isto é o número de pisos n , cujos deslocamentos são compatibilizados de forma a traduzirem a sua rigidez para deformações no seu plano.

É admitido que, sob acções horizontais, estáticas e dinâmicas, os pavimentos se comportam como diafragmas indeformáveis no seu plano apresentando assim uma elevada rigidez, logo os deslocamentos horizontais, por piso, assemelham-se ao movimento de um corpo rígido. No entanto possuem uma grande deformabilidade nas direcções transversais o que irá ser estudado no próximo capítulo.

Note-se a necessária compatibilização entre os deslocamentos dos elementos horizontais com os deslocamentos dos elementos verticais, uma vez que estes últimos elementos terão de acompanhar a deformação horizontal dos pavimentos. Relativamente às acções não horizontais, os elementos são estudados isoladamente sendo os respectivos efeitos combinados com a resultante das acções horizontais.

Como já foi referido as tarefas do programa encontram-se interligadas. No entanto é possível obter resultados em diferentes fases autónomas. É assim possível distinguir os seus principais resultados: caracterização das respostas da estrutura global do edifício às acções horizontais (estáticas e dinâmicas), obtenção dos esforços e deslocamentos nos elementos estruturais sob a actuação das diversas acções, combinação destes esforços e dimensionamento de armaduras para pilares e paredes de betão armado.

5.2.1. ESTRUTURA DO PROGRAMA

O modelo estrutural proposto pelo programa permite subdividir o trabalho em várias etapas distintas. Assim, existem sete fases principais, estando duas delas subdivididas em fases secundárias (Figura 5.1). O ambiente de trabalho do programa, Menu 0, resume o conteúdo dos menus de cálculo (Figura 5.2).

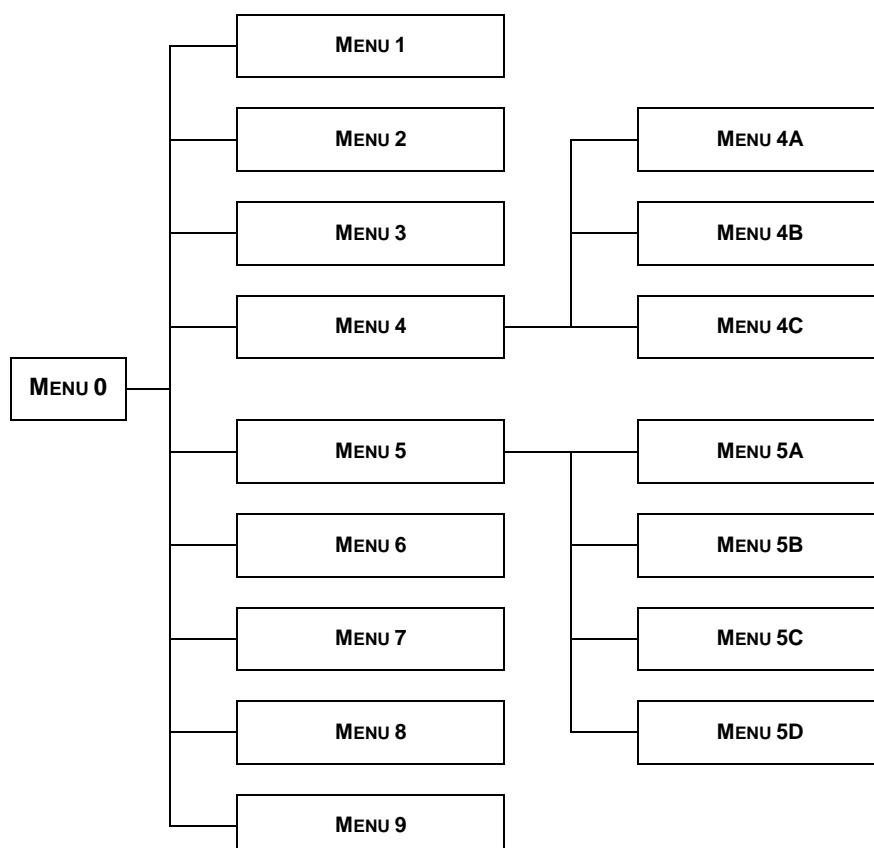


Fig. 5.1 – Estrutura esquemática dos menus de interligação.

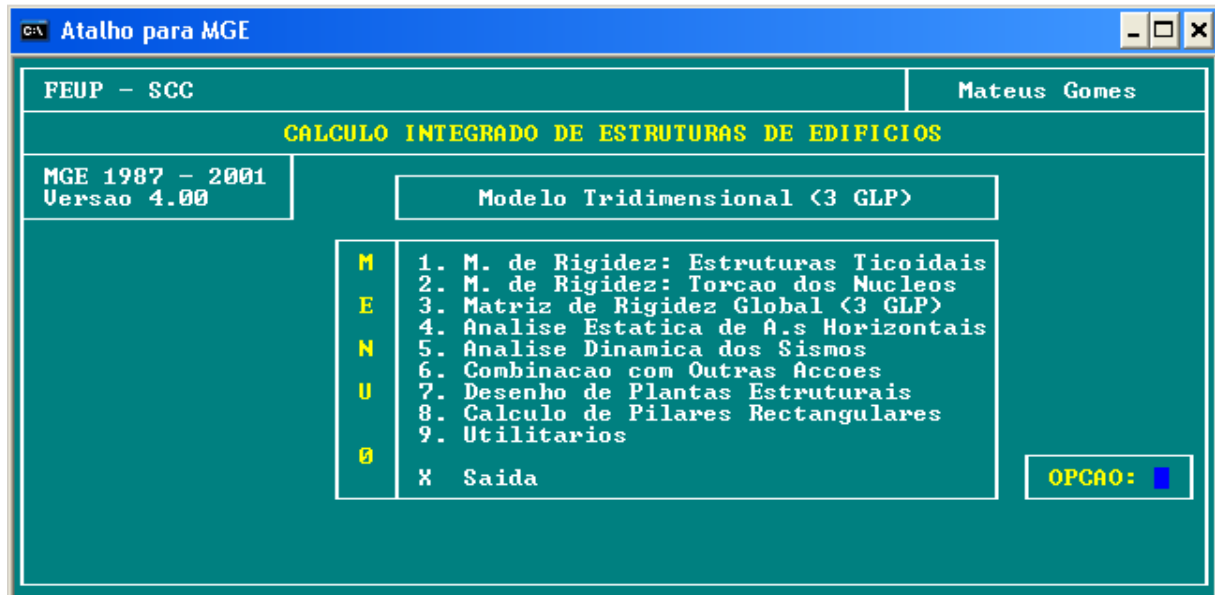


Fig. 5.2 – Menu de apresentação do MGE.

A sequência de introdução de dados corresponde a seguir os menus pela ordem em que são apresentados. No entanto poderão ser utilizadas outras sequências desde que se cumpram as condições de precedência da figura 5.3.

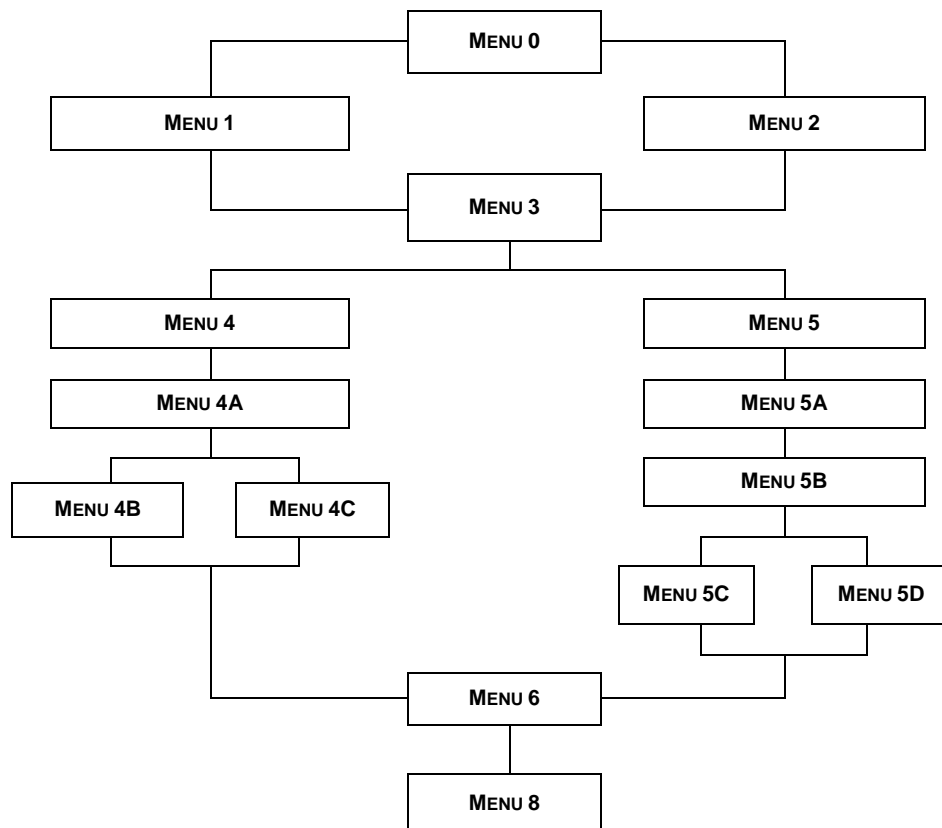


Fig. 5.3 – Sequência de execução dos cálculos dos resultados e precedências obrigatórias.

5.2.2. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO PARA INTRODUÇÃO NO PROGRAMA DE CÁLCULO

A inserção da estrutura do edifício no programa de cálculo resume-se como se refere o ponto anterior, à introdução de dados nos menus 1, 2 e 3 e ao respectivo cálculo, o que permite ao programa a formação das matrizes de rigidez de todas as estruturas ticoidais e da matriz de rigidez global da estrutura.

Desta forma no **Menu 1** foram introduzidos os dados referentes às estruturas ticoidais. Cada estrutura ticoidal, pórtico, parede ou pórtico-parede apresenta-se definida num plano, pertencente à direcção principal x ou y, e é constituída por peças lineares rectilíneas interligadas por nós de ligação: com continuidade nas duas extremidades ou articulada nas duas extremidades ou articulada á esquerda ou articulada à direita. Os apoios das estruturas no solo são introduzidos de forma a definirem impedimentos de deslocamentos, apoios rígidos ou a traduzirem ligações elásticas, apoios elásticos.

Seguindo o alinhamento de pilares definidos na arquitectura foi possível definir uma planta estrutural constituída por 12 estruturas ticoidais (Figura 5.4). Assim foram definidos 6 pórticos por cada direcção principal.

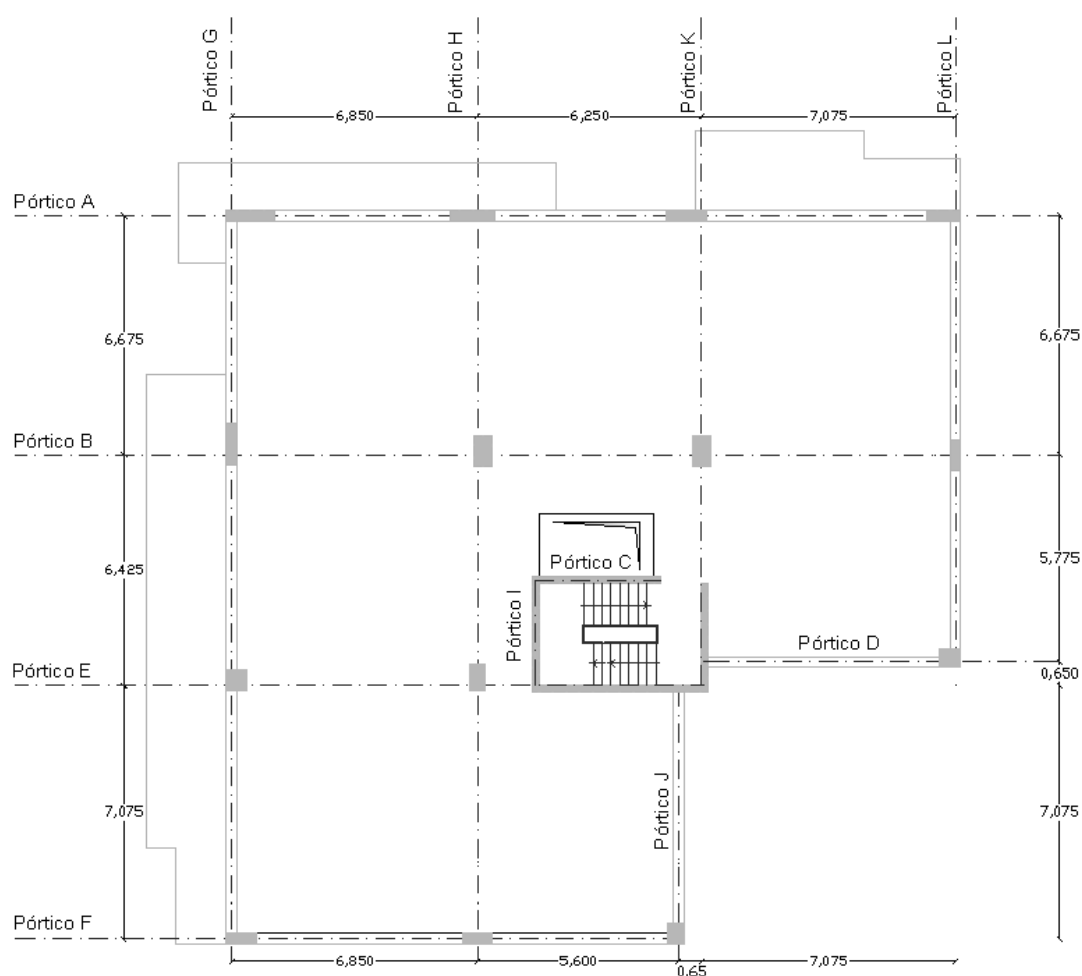


Fig.5.4 – Planta de pórticos.

Cada estrutura ticoidal é introduzida no ficheiro de cálculo, através da definição do número de nós, de barras, de barras tipo, de apoios rígidos e elásticos e do número de pisos a compatibilizar. É ainda definido o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

O número de nós e de barras depende da geometria do pórtico. O programa de cálculo possui um gerador automático de malhas, pelo que apenas é necessário definir o número de alinhamentos horizontais e verticais e distâncias entre eles (pé direito + h_{laje}) e distâncias entre pilares. O programa procede em seguida à numeração dos nós e das barras, numerando os nós da esquerda para a direita e de baixo para cima; no que respeita às barras são primeiramente numeradas as barras horizontais (vigas), igualmente da esquerda para a direita e de baixo para cima e em seguida as barras verticais (pilares), agora de baixo para cima da esquerda para a direita.

Relativamente à caracterização das secções tipo das barras, estas são introduzidas impondo a base (b), como a dimensão ortogonal ao plano do pórtico e a altura (h), como a dimensão coincidente com o plano do pórtico.

Quanto ao número de apoios, considerou-se sempre que a estrutura estabelece ligações rígidas com as fundações, estando assim impedidos os deslocamentos verticais, horizontais e as rotações.

No que concerne ao número de pisos a compatibilizar é importante referir que quer o piso das fundações, como os pisos impedidos de se deslocar horizontalmente, não devem ser considerados como níveis a compatibilizar. Saliente-se que o programa de cálculo admite como nível de compatibilização o número de ordem a que esse piso corresponde na numeração da totalidade dos níveis de compatibilização do edifício.

O módulo de elasticidade e o coeficiente de poisson foram definidos de acordo com a classe de betão (C25/30). Desta forma foi adoptado 30.5 GPa, para o módulo de elasticidade do betão, e 0.2 para o coeficiente de Poisson.

Como o processo de modelação é uma etapa fundamental no estudo do comportamento da estrutura do edifício, seguidamente será feita uma análise mais detalhada de algumas soluções adoptadas na modelação do edifício.

Pórticos correntes constituídos por uma malha de pilares/vigas (Figura 5.5)

Pórtico G

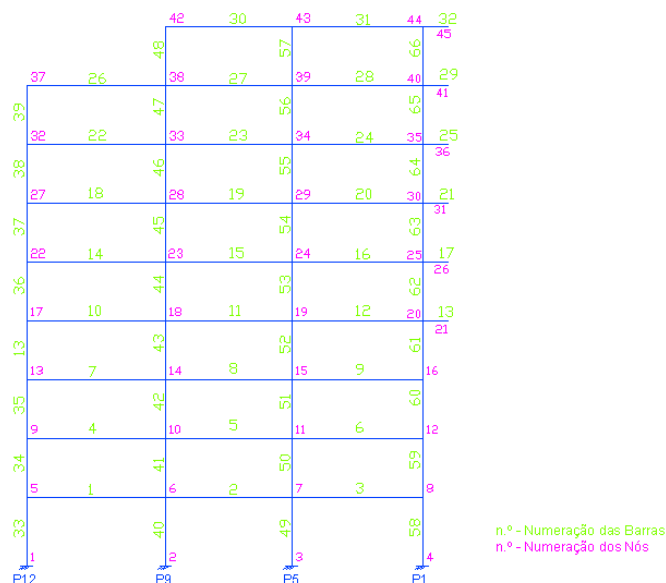


Fig. 5.5 – Pórtico G.

Este pórtico é um pórtico exterior, constituído pela estrutura corrente de vigas apoiadas em pilares. As secções admitidas foram as obtidas no capítulo 3, pelo que todas as barras horizontais apresentam a secção obtida para as vigas e as barras verticais, as secções obtidas para os pilares 12, 9, 5 e 1. Existe apenas a particularidade das barras 13, 17, 21, 25, 29 e 32 pretenderem simular as varandas existentes a partir do piso 4, pelo que a sua secção corresponde a metade da extensão da varanda entre pórticos pela altura pré-dimensionada no capítulo 3.

Paredes (Figura 5.6)

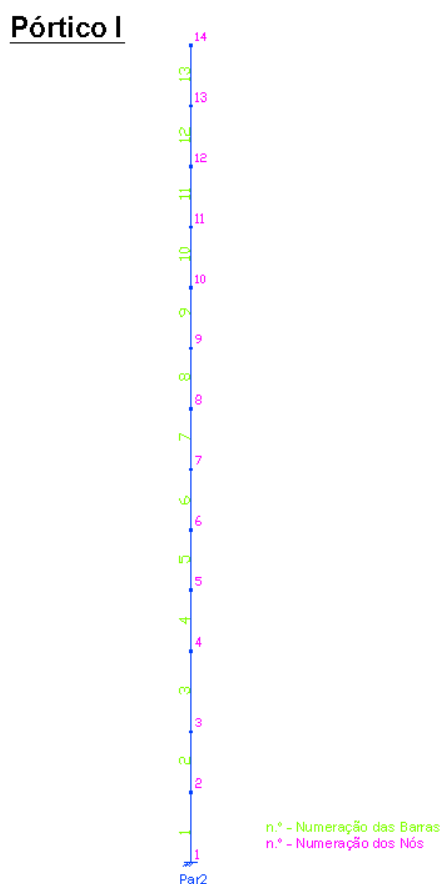


Fig. 5.6 – Pórtico I.

Os pórticos constituídos apenas por paredes, pretendem simular as paredes de betão armado admitidas na concepção estrutural do edifício para o núcleo de escadas.

Pórticos - paredes, formados por malha pilares/vigas paredes e muros de suporte, figura 5.7

Pórtico L

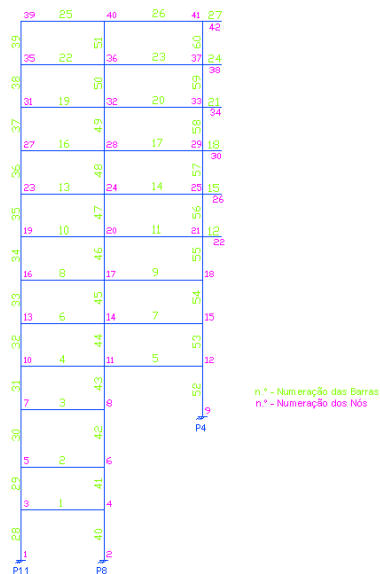


Fig. 5.7 – Pórtico L.

Este pórtico é similar ao pórtico da figura 5.5, sendo igualmente um pórtico do exterior. No entanto possui dois pilares, P11 e P8 que se encontram parcialmente enterrados, isto é estão englobados no muro de suporte existente desde o piso -3 até ao piso -1 (MS4). Desta forma as secções das barras horizontais e verticais simularão a rigidez do muro de suporte. Assim as barras horizontais, 1, 2 e 3, terão a espessura referente ao muro de suporte e a altura do mesmo. As barras verticais, 28, 29, 30 e 40, 41 e 42 terão a espessura do muro de suporte e a largura do muro dividida por dois., isto é a distância entre os pilares P11 e P8 dividida por dois.

Pórticos - paredes, formados por malha pilares/lajes e muros de suporte, figura 5.8

Pórtico B

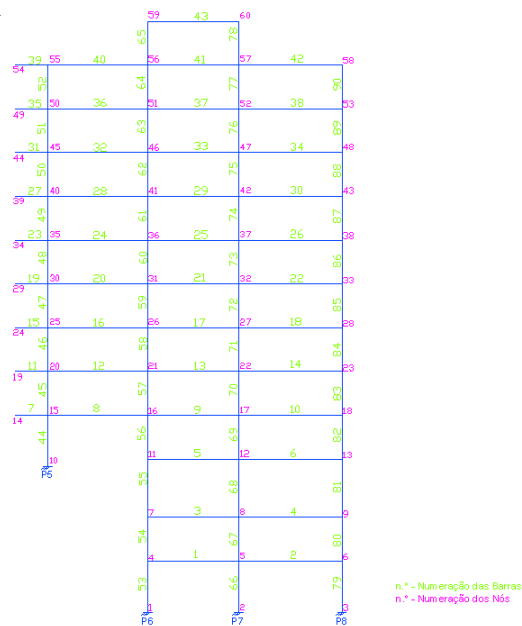


Fig. 5.8 – Pórtico B.

Este pórtico é um pórtico do interior, pelo que as barras horizontais, retratam as lajes dos pisos. Desta forma a secção de todas as barras horizontais (à excepção das englobadas nos muros de suporte) apresentam como h , a altura da laje e como b , metade da distância entre pórticos. Relativamente às barras horizontais e verticais referentes à simulação do muro de suporte 3, as secções são adoptadas similarmente ao enunciado no pórtico anterior.

Pórticos - paredes, formados por malha pilares/lajes e paredes, figura 5.9.

Pórtico E

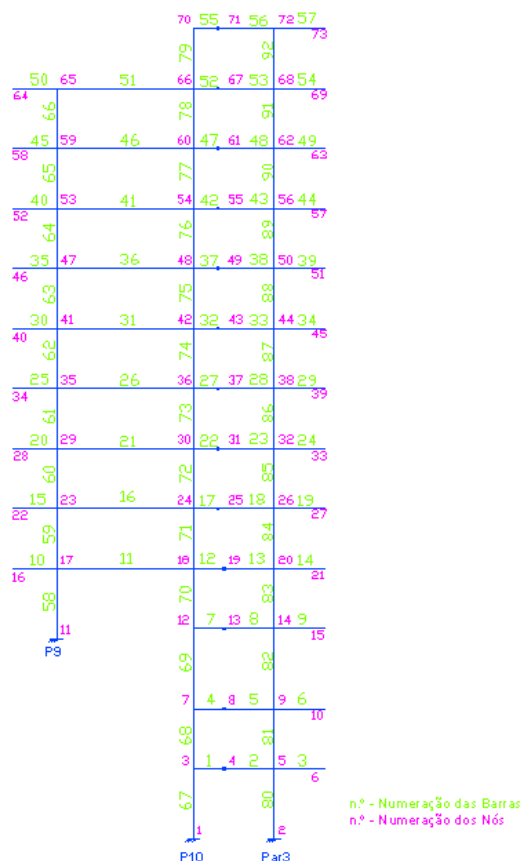


Fig. 5.9 – Pórtico E.

A particularidade existente neste pórtico está relacionada com a inserção de uma parede do núcleo de escadas, na malha corrente de pilares/lajes do interior, já caracterizada. Desta forma é incluída a parede 3, verticalmente e horizontalmente traduzindo, de forma análoga aos muros de suporte, a sua rigidez. Assim da barra vertical 80 até à 92, a base da secção corresponde à largura da parede, e a altura ao comprimento da parede. Relativamente às barras horizontais, adjacentes às barras verticais anteriores, a secção adoptada apresenta como b , a largura da parede e como h , a altura da parede de betão armado piso a piso.

Em anexo, encontram-se os esquemas de todos os pórticos que constituem a estrutura.

No caso do edifício em estudo não foi considerada a existência de núcleos resistentes à torção na estrutura, não se introduzindo por isso dados no **Menu 2**. De facto optou-se pela adopção de uma estrutura mista constituída por uma associação de pórticos e paredes.

Depois de introduzidos todas as estruturas ticoidais, é necessário definir no programa de cálculo, as suas disposições em planta, tarefa definida no **Menu 3**.

Para tal, é necessário posicionar o sistema de eixos do edifício, o que tendo em conta que o programa aplica a excitação sísmica no ponto correspondente á origem dos eixos, o posicionamento destes deve ser sensivelmente na prumada do seu centro de massa global. Desta forma, o sistema de eixos será no centro do pilar 6 (Figura 5.10), ficando ligeiramente afastado do centro de massa, mas de forma a simplificar os cálculos das distâncias.

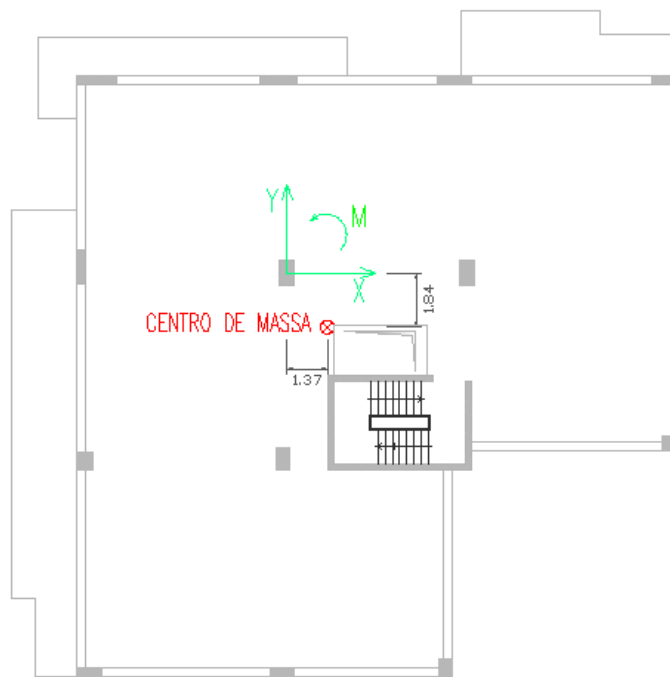


Fig. 5.10 – Sistema de eixos adoptado.

Uma vez escolhido o sistema de eixos, torna-se então necessário localizar as estruturas ticoidais relativamente ao seu centro.

A localização das estruturas ticoidais é definida a partir das coordenadas X e Y do ponto de abcissa mais baixa, P, no respectivo referencial local, em relação ao centro de coordenadas adoptado, e do ângulo θ , medido positivamente no sentido directo (contrário aos ponteiros dos relógios), em relação ao eixo das abcissas (Figura 5.11).

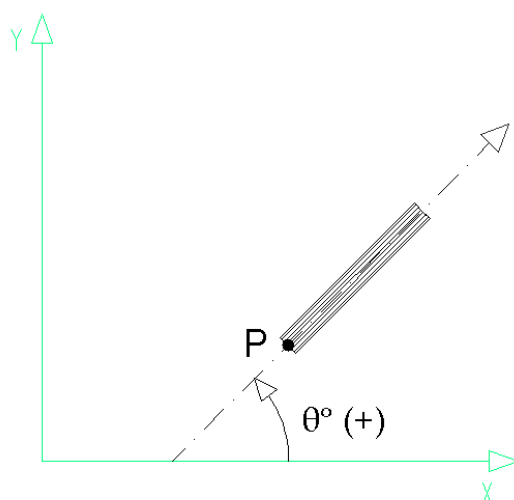


Fig. 5.11 – Localização de uma estrutura ticoidal.

A quadro 5.1, resume as coordenadas e os ângulos dos pontos P das diferentes estruturas ticoidais adoptados no programa de cálculo. Assim é possível obter uma planta de pórticos, no **menu 7**, com as direcções dos pórticos idênticas às apresentadas na figura 5.4.

Quadro 5.1 – Inputs do Menu 3: Distâncias da extremidade inicial dos pórticos ao centro de coordenadas adoptado.

Designação	MGE	X (m)	Y (m)	$\theta (^{\circ})$
Pórtico A	E1	-6,850	6,675	0
Pórtico B	E2	-6,850	0	0
Pórtico C	E3	3,325	-3,500	0
Pórtico D	E4	6,250	-5,775	0
Pórtico E	E5	-6,850	-6,425	0
Pórtico F	E6	-6,850	-13,500	0
Pórtico G	E7	-6,850	-13,500	90
Pórtico H	E8	0	-13,500	90
Pórtico I	E9	1,625	-5,000	90
Pórtico J	E10	5,600	-13,500	90
Pórtico K	E11	6,250	-5,200	90
Pórtico L	E12	13,325	-5,775	90

A entrada de dados no programa de cálculo nos **menus 4, 5, 6 e 8** encontra-se de acordo com os valores obtidos no capítulo anterior, respectivamente no ponto 4.2.2 e 4.3.2, 4.3.3 e 4.5.

5.3. DIMENSIONAMENTO

Na presente secção pretende-se apresentar os resultados obtidos pelo programa de cálculo, MGE, bem como todos os cálculos efectuados relativos ao dimensionamento dos elementos estruturais que formam e suportam o edifício: pilares, vigas, lajes, paredes e fundações. Todos os elementos foram dimensionados de acordo com a legislação em vigor em Portugal – o REBAP.

5.3.1. PILARES [12]

O dimensionamento dos pilares resultou de um processo iterativo efectuado no menu 8 do Programa de cálculo tendo por base as secções obtidas no pré-dimensionamento e o cumprimento dos artigos 120.º, 121.º e 122.º, o que originou, em alguns pilares, à necessidade de aumentar as suas secções e a proceder novamente ao cálculo de toda a estrutura.

5.3.1.1 Dimensões

As secções obtidas no pré-dimensionamento e as secções finais para os pilares do edifício encontram-se resumidas no quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Secções dos pilares: pré-dimensionamento e dimensionamento.

Pilares	Pré-dimensionamento			Dimensionamento	
	b(m)	l(m)		b(m)	l(m)
Contorno	P1	1,35	0,3	→	1,35 0,3
	P2	1,25	0,3	→	1,25 0,3
	P3	1,15	0,3	→	1,15 0,3
	P4	0,95	0,3	→	0,95 0,3
	P5	1,15	0,3	→	1,5* 0,4*
	P8	0,85	0,3	→	0,85 0,3
	P9	0,6	0,55	→	0,9* 0,55*
	P11	0,6	0,5	→	0,6 0,5
	P12	0,85	0,3	→	1,1* 0,4*
	P13	0,8	0,3	→	0,8 0,3
	P14	0,6	0,45	→	0,6 0,45
Interior	P6	0,85	0,5	→	0,85 0,5
	P7	0,85	0,5	→	0,85 0,5
	P10	0,75	0,45	→	0,75 0,45

* As dimensões só diferem do pré-dimensionamento no piso de início, entre o piso 3 e o 4.

Assim é possível verificar que algumas secções diferem do pré-dimensionamento para o dimensionamento, principalmente nos pisos inferiores, devido à carga ser mais elevada do que nos pisos superiores e aos esforços devidos às acções horizontais (neste caso, impulsos de terras).

As secções são validadas de acordo com o cumprimento dos valores especificados para a armadura mínima e máxima, para os espaçamentos mínimos e máximos entre varões e tendo sempre em consideração a optimização do número de varões (menor percentagem de armadura), o que economicamente se torna mais favorável. No entanto, na situação inicial em algumas secções não foi possível obter resultados satisfatórios relativamente ao cumprimento destes pressupostos, obtendo-se percentagens superiores à regulamentar (8% da secção do pilar incluindo emenda de varões por

sobreposição), o que obrigou ao redimensionamento dessas secções. O redimensionamento foi efectuado sempre no sentido de minimizar as consequências arquitectónicas.

A dimensão mínima adoptada para os pilares foi sempre superior a 20 cm, de acordo com o definido no artigo 120.º.

5.3.1.2 Armadura Longitudinal e Transversal

A secção total da armadura longitudinal dos pilares é obtida através do programa de cálculo, depois de corrigidas as secções nas quais a armadura não respeitava os valores máximos regulamentares.

O cálculo da armadura é realizado impondo o número de varões pretendidos por face, bem como o recobrimento das armaduras. Assim, face às cargas a que os pilares estão sujeitos, resultantes das combinações introduzidas, o output do programa fornece o número de varões por face, o seu diâmetro e a percentagem de armadura, de forma a ser possível verificar as disposições regulamentares.

A armadura pode ser calculada piso a piso, para que assim haja uma optimização da armadura. No entanto foi utilizado como critério, sempre que a armadura nos pisos inferiores fosse inferior à obtida para os pisos superiores, adoptar-se a secção máxima de armadura.

Relativamente à armadura de cintagem, destinada a impedir a encurvadura dos varões da armadura longitudinal, foi calculada de acordo com as regras definidas no REBAP.

Os valores regulamentares, de acordo com o definido nos artigos, 121.º e 122.º, encontram-se resumidos nos quadros 5.2 e 5.3.

Quadro 5.2 – Valores regulamentares em pilares: armadura longitudinal.

Armadura Longitudinal		
A500		Valores Regulamentares
Secção	Armadura Mínima	0,6% x Secção do Pilar
	Armadura Máxima	4,0% x Secção do Pilar
Varões	N.º mínimo	1 varão em cada ângulo da secção
	Diâmetro Mínimo	10 mm
	Espaçamento *	≤ 30 cm

* No caso da largura ser ≤ 40cm, basta dispôr de varões junto aos cantos

Quadro 5.3 – Valores regulamentares em pilares: armadura transversal.

Armadura Transversal		
Valores Regulamentares		
Cintagem	Espaçamento *	12 x ϕ_{\min} (Arm. Long.)
		Menor dimensão do pilar
		30 cm
	Diâmetro Mínimo	8mm, no caso da armadura longitudinal conter varões com $\phi \geq 25\text{mm}$
	Ângulo Mínimo **	Cada varão longitudinal deve ser cintado por ramos formando um ângulo $\leq 135^\circ$

** O menor dos valores apresentados

** Excepto em varões que não sejam de canto e se encontrem a menos de 15 cm de um varão cintado

De forma resumida encontra-se no quadro 5.4 os valores obtidos no programa de cálculo para os pilares do edifício referentes às secções de cálculo do piso tipo.

5.3.2. PAREDES [12]

De forma a distinguir-se pilares de paredes, o REBAP estabelece a diferenciação entre estes elementos estruturais definindo como parede os “elementos laminares sujeitos a esforços de compressão, associados ou não a flexão, e cuja largura exceda 5 vezes a espessura”.

Desta forma, o dimensionamento das paredes no programa de cálculo é em tudo semelhante ao efectuado no dimensionamento de pilares. Assim o seu cálculo é efectuado no menu 8 do MGE.

Apesar destes elementos estruturais serem semelhantes, existem disposições regulamentares específicas para cada elemento. No caso em estudo, o dimensionamento da armadura vertical e horizontal será realizada de acordo com o definido nos artigos 125.º e 126.º, respectivamente, e a armadura de esforço transversal segundo o artigo 53.º do REBAP.

5.3.2.1 Armadura Vertical e Horizontal

As secções de armadura vertical das paredes que constituem o núcleo de escadas, obtidas no programa de cálculo foram validadas de forma análoga ao apresentado no ponto anterior.

No entanto para o caso das paredes as disposições aplicáveis são definidas de acordo com os artigos 125.º e 126.º do REBAP. Encontram-se resumidos no quadro 5.4 os valores referentes à armadura vertical.

Quadro 5.4 – Valores regulamentares em paredes: armadura vertical.

Armadura Vertical		
A500		Valores Regulamentares
Secção	Armadura Mínima	0,3% x Secção da Parede
	Armadura Máxima	4,0% x Secção do Parede
Varões	Espaçamento*	2 x Espessura da Parede
		Máximo 30 cm

* As duas condições têm de ser verificadas

Saliente-se a importância do reforço de armadura nos cantos das paredes, uma vez que estas se encontram sujeitas a esforços de flexão composta desviada.

Relativamente à armadura horizontal mínima, colocada exteriormente à vertical, a sua secção é calculada de acordo com a seguinte fórmula, considerando a classe de aço A500:

$$\frac{A_s}{f_{ace}} \geq 0,005 b \cdot a$$

Em que,

b – espessura da parede;

a – altura da parede.

Note-se que os varões da armadura horizontal não devem ser espaçados mais de 30 cm.

5.3.2.2 Armadura de Esforço Transverso

A verificação de segurança relativamente ao esforço transverso deve ser realizada em todos os elementos sujeitos a flexão simples ou composta (lajes, vigas, pilares e paredes).

Assim, a condição a verificar, e a qual irá permitir o cálculo da armadura corresponde:

$$V_{rd} \geq V_{sd}$$

A determinação do valor de cálculo do esforço transverso, V_{sd} , é obtida pelo programa MGE, através do cálculo dos pórticos onde se inserem as paredes, no menu 6 (resultante das combinações de acções inseridas neste menu). Como duas das paredes estão inseridas em pórticos nas duas direcções, foi necessário encontrar a direcção mais desfavorável.

O valor de cálculo do esforço transverso resistente, V_{rd} , é calculado com base na teoria da treliça de Mörsch corrigida e corresponde:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Em que,

V_{cd} – termo corrector da Teoria de Mörsch;

V_{wd} – resistência das armaduras de esforço transverso;

O primeiro termo referente à correcção de Mörsch é obtido pela expressão:

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d$$

Em que,

τ_1 - tensão obtida de acordo com a classe de betão (C25/30 \rightarrow 0,75 MPa)

b_w - largura da alma da secção;

d - altura útil da secção;

O valor do segundo termo é determinado do modo seguinte:

$$V_{wd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} (1 + \cot g \alpha) \sin \alpha$$

Em que,

d - altura útil da secção;

A_{sw} - área da secção da armadura de esforço transverso (no caso de estribos, compreende os vários ramos do estribo);

S – espaçamento das armaduras de esforço transverso;

f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço das armaduras de esforço transverso \rightarrow 435 MPa ;

α - ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso \rightarrow 90°;

Saliente-se que a armadura colocada exteriormente à armadura vertical deverá corresponder ao maior dos valores obtidos no cálculo da armadura horizontal mínima e no da armadura de esforço transverso.

O quadro 5.5 resume os cálculos efectuados para as paredes do edifício em estudo.

Quadro 5.5 – Armaduras de cálculo e soluções para as paredes.

		Caixa de Escadas			
		Paredes			
		Par1	Par2	Par3	Par4
Secção	bx (m)	3,6	0,2	4,9	0,2
	by (m)	0,2	3,2	0,2	3
	S(m ²)	0,72	0,64	0,98	0,6
Armadura Vertical	As,min (cm ²)	21,6	19,2	29,4	18
	As,calc (cm ²)	43,2	38,4	60	37,2
	Solução	8Φ20 + 28Φ10	8Φ20+28Φ10	8Φ20+48Φ10	8Φ20+24Φ10
		8Φ20 + Φ10//0,20	8Φ20 + Φ10//0,20	8Φ20 + Φ10//0,20	8Φ20 + Φ10//0,20
	As,efect (cm ²)	47,24	47,24	63,04	44,08
Armadura Horizontal	As,min/face (cm ² /m)	10	10	10	10
	Solução	Φ12//0,10	Φ12//0,10	Φ12//0,10	Φ12//0,10
	As,efect (cm ² /m)	11,3	11,3	11,3	11,3
Armadura de Esforço Transverso	Asw/S min (cm)	0,016	0,016	0,4	0,248
	Asw/S (cm)	0,015	0,069	0,07	0,087
	Solução	Φ6//0,20*	Φ8//0,10*	Φ16//0,10	Φ16//0,15
	Asefect (cm ²)	0,028	0,1	0,402	0,268

* A armadura de esforço horizontal é suficiente para garantir a segurança relativamente ao esforço transverso.

5.3.3. MUROS DE SUPORTE

Os muros de suporte foram dimensionados como lajes dispostas verticalmente, sujeitos às acções dos impulsos de terras, calculadas de acordo com o apresentado em 3.3.5.

Assim introduzindo a estrutura de cálculo da figura 5.13, no programa MGE, obtiveram-se as soluções de armaduras superiores e inferiores apresentadas nos quadros 5.6, 5.7 e 5.8.

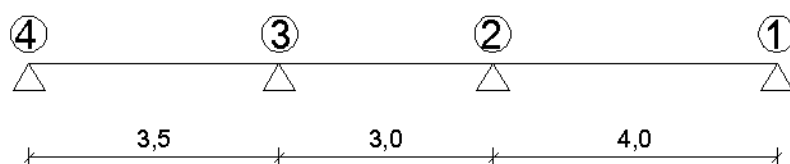


Fig. 5.13 – Esquema estrutural dos muros de suportes 1, 3 e 4.

Quadro 5.6 – Armaduras referentes aos muros de suporte 1, 3 e 4.

		Muros de Suporte						
		MS1, MS3 e MS4						
		Apoio 1	Barra 1	Apoio 2	Barra 2	Apoio 3	Barra 3	Apoio 4
Armadura positiva	As, calc (cm ²)		3,17		0,27		11,33	
	As, min (cm ²)		3,24		3,24		3,24	
	Solução		Φ12//0,20			Φ12//0,10		
	As,efect (cm ²)		5,65			11,30		
Armadura negativa	As, calc (cm ²)	0		3,89		11,24		0
	As, min (cm ²)	3,24		3,24		3,24		3,24
	Solução		Φ12//0,10					
	As,efect (cm ²)			11,30				
Armadura Retracção	As ret (cm ²)/face			6,24				
	Solução		Φ12//0,15					
	As efect (cm ²)			6,78				

Quadro 5.7 – Armaduras referentes ao muro de suporte 2 a).

		Muros de Suporte				
		MS2 a)				
		Apoio 1	Barra 1	Apoio 2	Barra 2	Apoio 3
Armadura positiva	As, calc (cm ²)		0,07		6,38	
	As, min (cm ²)		3,24		3,24	
	Solução		Φ12//0,15			
	As,efect (cm ²)			6,78		
Armadura negativa	As, calc (cm ²)	0		5,69		0
	As, min (cm ²)	3,24		3,24		3,24
	Solução		Φ12//0,15			
	As,efect (cm ²)			6,78		
Armadura Retracção	As ret (cm ²)/face			6,24		
	Solução		Φ12//0,15			
	As efect (cm ²)			6,78		

Quadro 5.8 – Armaduras referentes ao muro de suporte 2b).

		Muros de Suporte						
		MS2 b)						
		Apoio 1	Barra 1	Apoio 2	Barra 2	Apoio 3	Barra 3	Apoio 4
Armadura positiva	As, calc (cm ²)		1,36		0,78		9,95	
	As, min (cm ²)		3,24		3,24		3,24	
	Solução		Φ12//0,20			Φ12//0,10		
	As,effect (cm ²)		0,00			0,00		
Armadura negativa	As, calc (cm ²)	0		1,71		10,11		0
	As, min (cm ²)	3,24		3,24		3,24		3,24
	Solução		Φ12//0,10					
	As,effect (cm ²)		0,00					
Armadura Retracção	As ret (cm ²)/face		6,24					
	Solução		Φ12//0,15					
	As efect (cm ²)		0					

Nos quadros acima referidos, é possível verificar o cálculo da armadura de retracção. Esta armadura foi calculada através da seguinte expressão [1]:

$$A_{s\text{ ret/face}} = 0,8 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times h \times \frac{10^4}{2}$$

Em que,

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples (C25/30 → 2,5 MPa)

f_{yk} - valor característico da tensão do aço (A500 → 500 MPa)

b - largura do muro de suporte → 1,0 m

h - espessura do muro de suporte → 0,30 m

5.3.4. VIGAS

As vigas da envolvente do edifício foram calculadas a partir dos outputs do Menu 6 do MGE para as barras representativas das vigas referentes aos pisos idênticos ao piso tipo. O processo de dimensionamento cumpriu as regras presentes nos artigos 89.º, 90.º, 91.º e 92.º, 93.º e 94.º [12].

5.3.4.1 Dimensões

À semelhança do que ocorreu nos elementos estruturais anteriores, as dimensões das vigas resultantes do pré-dimensionamento têm de ser validadas.

Assim, verificou-se se todas as barras representativas das vigas apresentavam momentos reduzidos próximos aos economicamente e estruturalmente adequados ($\mu \approx 0,25$) e ainda se as secções cumpriam com o valor de armadura longitudinal de tracção e compressão máximas (4% da secção total da viga).

Desta forma, como estes requisitos foram cumpridos, a secção adoptada inicialmente para todas as vigas da envolvente do edifício corresponde à secção definitiva das vigas ($b = 0,30$ m e $h = 0,70$ m).

5.3.4.2 Armadura Longitudinal e Armadura de Esforço Transverso

Para o cálculo das armaduras longitudinais e de esforço transverso, foram analisados os valores fornecidos pelo MGE no que se refere às armaduras da envolvente criada pelos valores das barras referentes às vigas em estudo. Assim para a viga 1, 2 e 3 do Pórtico A foram analisados os valores das barras presentes no quadro 5.9.

Quadro 5.9 – Barras correspondentes à viga 1, 2 e 3 do Pórtico A.

Vigas	Des.	V1	V2	V3
	Secção (mxm)	0,3x0,7	0,3x0,7	0,3x0,7
	Vão (m)	6,85	6,25	7,08
Barras	N.º MGE	12	13	14
		16	17	18
		20	21	22
		24	25	26

Depois de analisados os valores condicionantes e respeitando sempre as regras de armadura máxima e mínima, foi possível dimensionar a armadura inferior correspondente aos momentos positivos existentes a meio vão das vigas (Quadro 5.10) e armadura superior correspondente aos momentos negativos existentes nos apoios das vigas (Quadro 5.11).

Quadro 5.10 – Armaduras inferiores da viga do pórtico A.

	Viga A								
	V1			V2			V3		
	Esq.	Meio Vão	Dir.	Esq.	Meio Vão	Dir.	Esq.	Meio Vão	Dir.
As,calc (cm²)	-	9,98	-	2,38	6,92	2,380	-	13,60	-
Solução	-	2Φ16+2Φ20	-	4Φ16	4Φ16	4Φ16	-	4Φ16+2Φ20	-
As,effect (cm²)	-	10,30	-	8,04	8,04	8,040	-	14,32	-
As,min (cm²)	2,38								

Quadro 5.11 – Armaduras superiores da viga do pórtico A.

	Viga A					
	V1		V2		V3	
	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.
As,calc (cm²)	12,87	17,04	15,24	16,44	24,36	13,710
Solução	4Φ16+2Φ20	4Φ16+3Φ20	5Φ20	2Φ16+4Φ20	2Φ20+4Φ25	4Φ16+2Φ20
As,effect (cm²)	14,32	17,46	15,71	16,59	25,92	14,320
As,min (cm²)	2,38					

É importante salientar, o facto da armadura inferior de cálculo, a meio vão, ter sido considerada com um aumento de 20% face ao obtido no cálculo do MGE. Esta correcção foi feita uma vez que não foi efectuada a alternância de sobrecargas no processo de dimensionamento.

As soluções de armadura adoptadas tiveram em conta três aspectos essenciais: a menor secção possível, aliada à manutenção de uma armadura corrida que garantisse a armadura mínima, a utilização de varões com a mesma secção nos vários tramos das vigas para simplificar o processo de emendas de varões e ainda o cumprimento dos espaçamentos mínimos e máximos dos varões da armadura longitudinal.

De facto o artigo 91º, refere que o espaçamento máximo dos varões de armadura longitudinal de vigas para o aço A500, considerando um ambiente pouco agressivo é de 10cm. Respeitando esta condição não é necessário verificar o Estado Limite de Fendilhação.

Relativamente à distância mínima entre varões esta não deve ser inferior ao maior diâmetro dos varões (ou ao diâmetro equivalente dos seus agrupamentos), com um mínimo de 2cm. Ainda assim é necessário verificar se a distância livre entre armaduras é suficiente para permitir realizar a betonagem em boas condições, garantindo envolvimento do betão e as condições de aderência necessárias.

O recobrimento mínimo é definido de acordo com o artigo 78.º do REBAP, para ambientes pouco agressivos e para a classe C25/30, podendo ser considerado de 1,5 cm. No entanto, adoptou-se um valor de 2,5 cm. O diâmetro de dobragem dos varões para a classe A500 corresponde a 20ϕ .

No que concerne à armadura de esforço transversal (estribos dispostos ao longo de todo o vão envolvendo a armadura longitudinal de tracção e compressão), esta é calculada com anteriormente foi dito através do programa de cálculo.

Assim o MGE apresenta o valor de cálculo da armadura, A_{sw}/s bem como o seu valor mínimo A_{sw}/s_{min} e ainda os valores R_e e R_d que correspondem à distância a estribar, à esquerda e à direita respectivamente, a partir do eixo do apoio. No comprimento referente a R_e e a R_d terá de existir a armadura de cálculo, no remanescente comprimento da viga apenas será necessária a armadura mínima. Os quadros 5.12 e 5.13 traduzem as soluções obtidas para a viga 1, 2 e 3 referentes à viga do pórtico A.

Quadro 5.12 – Armaduras de esforço transversal das vigas 1 e 2 do pórtico A.

	Viga A					
	Viga 1			Viga 2		
	R_e (m)	R_d (m)	$l-R_e-R_d$	R_e (m)	R_d (m)	$l-R_e-R_d$
	1,210	1,470	4,170	0,980	1,130	4,140
A_{sw}/s (cm)	0,070	0,080	0,024	0,061	0,067	0,024
Solução	2R ϕ 8//0,10	2R ϕ 8//0,20	2R ϕ 6//0,20	2R ϕ 8//0,15	2R ϕ 8//0,15	2R ϕ 6//0,20

Quadro 5.13 – Armaduras de esforço transversal da viga 3 do pórtico A.

	Viga A		
	Viga 3		
	R_e (m)	R_d (m)	$l-R_e-R_d$
	2,040	1,050	3,990
A_{sw}/s (cm)	0,113	0,090	0,024
Solução	2R ϕ 10//0,10	2R ϕ 8//0,10	2R ϕ 6//0,20

É importante referir que o valor mínimo da armadura é definido de acordo com o ponto 94.2 do REBAP, pelo que como este valor depende da largura da secção e do ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga, este valor é constante para todas as vigas ($A_{sw}/s \text{ min}=0,024m$).

Deverá ainda ser cumprida a distância entre dois ramos do mesmo estribo, pelo que não deve exceder a altura útil da viga, nem 60cm.

5.3.4.3 Interrupção da Armadura Longitudinal

“A armadura longitudinal de tracção das vigas só pode ser interrompida desde que seja garantida a absorção das forças de tracção correspondentes a um diagrama obtido por translação paralela, ao eixo da viga, do diagrama M_{sd}/z , em que M_{sd} é o valor de cálculo do momento actuante numa dada secção e z é o binário das forças interiores na mesma secção.”

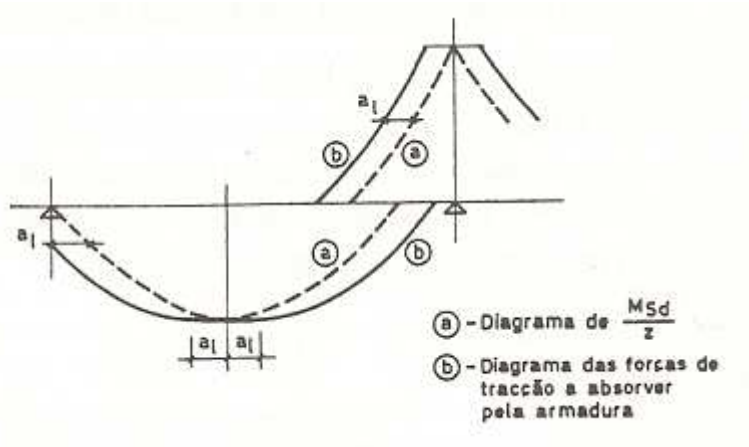


Fig. 5.14 – Diagrama de M_{sd}/z [12].

Assim, de acordo com a figura 5.14, o primeiro passo corresponde a conhecer o valor l_0 , correspondendo ao valor fornecido pelo programa de cálculo. Na realidade o programa de cálculo fornece todos os zeros da envolvente para cada barra ($0 \rightarrow z$), pelo que para o caso da dispensa da armadura no apoio direito, é necessário fazer a subtracção entre o comprimento do vão (l) e o valor correspondente ao terceiro zero.

O passo seguinte consiste na aproximação do diagrama da envolvente de momentos, isto é aproximando uma recta à parábola que caracteriza os momentos em cada secção, o que permite estar do lado da segurança.

Assim é possível, obter por semelhança de triângulos, uma relação entre os momentos de cálculo e o momento que permite determinar o valor X , a partir do qual somando o valor da translação a_l e o comprimento de amarração, se poderá fazer a dispensa da armadura longitudinal. A mesma relação pode ser feita entre a armadura de cálculo e a armadura corrida. Assim:

$$X = l_0 \times \frac{(A_{s,c\acute{a}lculo} - A_{s,corrida})}{A_{s,c\acute{a}lculo}}$$

Para determinar o valor correspondente à translação do gráfico, a_l , é necessário conhecer o valor de cálculo do esforço transversal actuante, V_{sd} e o tipo de armadura de esforço transversal. Assim de acordo com o definido no artigo 92.º podem existir dois valores para o a_l . Assim:

Nas zonas em que $V_{sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$:

$$a_l = d, \text{ no caso de estribos verticais} \rightarrow a_l = 0,66m$$

No caso em que $V_{sd} > \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$:

a_l pode ser diminuído de $0,25 d$.

Actuando-se pelo lado da segurança optou-se por utilizar o valor de $a_l = 0,66m$.

É ainda necessário conhecer o valor correspondente ao comprimento de amarração, $l_{b,net}$, pelo que de acordo com o presente no artigo 81.º do REBAP, este valor, para o A500 e para a classe de betão C25/30 corresponde a 60Φ .

Desta forma poder-se-á calcular a distância a partir da qual, se dispensará a armadura, l_{total} . Assim:

$$l_{total} = X + a_l + \frac{A_{s,effect} - A_{s,corr}}{A_{s,effect}} \times l_{b,net}$$

O quadro 5.14 resume as armaduras superiores longitudinais, de cálculo, efectivas e corrida bem como a dispensa de armadura para as vigas 1, 2 e 3 do pórtico A.

Quadro 5.14 – Interrupção da armadura longitudinal superior: viga do pórtico A.

	Viga A					
	V1		V2		V3	
	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.
As,calc (cm ²)	12,87	17,04	15,24	16,44	24,36	13,71
N.º de Varões	4Φ16+2Φ20	4Φ16+3Φ20	5Φ20	2Φ16+4Φ20	2Φ20+4Φ25	4Φ16+2Φ20
As,effect (cm ²)	14,32	17,46	15,71	16,59	25,92	14,32
Solução de As corrida	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
As,corrida (cm ²)	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
Lo (m)	1,71	2,08	2,13	2,18	2,07	1,49
X (m)	0,88	1,31	1,25	1,35	1,54	0,81
al (m)	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
Lbnet (m)	0,54	0,77	0,72	0,75	1,14	0,67
Ltotal (m)	2,07	2,74	2,63	2,75	3,33	2,14

É importante referir que não se utilizou a dispensa de armadura inferior, pelo que foram considerados 20 cm (da face exterior do apoio) correspondentes ao comprimento de amarração.

5.3.5. LAJES [12]

As lajes adoptadas na concepção do edifício correspondem a lajes fungiformes, isto é, elementos horizontais contínuos apoiados directamente em pilares e armados nas duas direcções, podendo ser aligeirados nas zonas centrais dos vãos. Todavia, o aligeiramento não foi considerado no processo de dimensionamento.

De forma análoga ao apresentado nas vigas e muros de suporte, o dimensionamento da laje aligeirada do piso tipo partiu dos esforços fornecidos pelo Menu 6 do MGE. O cálculo da distribuição de armadura na laje foi realizado de acordo com o definido no artigo 119.º do REBAP. Assim, uma vez que os valores fornecidos pelo programa de cálculo correspondem à consideração de uma largura de influência do troço de laje definido entre pórticos, foi necessário ter em conta este factor no dimensionamento da armadura superior e inferior da laje, dado que o artigo define claramente as larguras de influência a considerar.

Desta forma, as considerações regulamentares encontram-se representadas no quadro 5.15 e na figura 5.15 e são baseadas nas seguintes considerações:

- “Cada pórtico é constituído por uma fila de pilares e por travessas formadas pelos troços de laje compreendidos entre meios de painéis de laje adjacentes a essa fila de pilares; porém, para a determinação dos esforços devidos a forças horizontais, a rigidez a considerar para estas travessas deve ser reduzida a metade do seu valor;”
- “As cargas actuantes em cada pórtico são as correspondentes à largura das suas travessas, não se devendo considerar portanto qualquer repartição das cargas entre pórticos ortogonais;”
- “Os momentos flectores assim determinados nas travessas devem ser distribuídos, nas suas faixas central e lateral, de acordo com as regras indicadas no quadro e na figura supra citados.”

Quadro 5.15 – Distribuição dos momentos flectores nas lajes fungiformes (em percentagem do momento total).

Momentos Flectores	Faixa Central da Travessa	Faixas Laterais da Travessa
	a_1+a_2 ou $a_2^{(1)}$	b_1+b_2 ou $b_2^{(1)}$
Momentos Positivos	55	45
Momentos Negativos	75	25

⁽¹⁾ a_1+a_2 e b_1+b_2 - para pórticos intermédios

a_2 e b_2 - para pórticos extremos

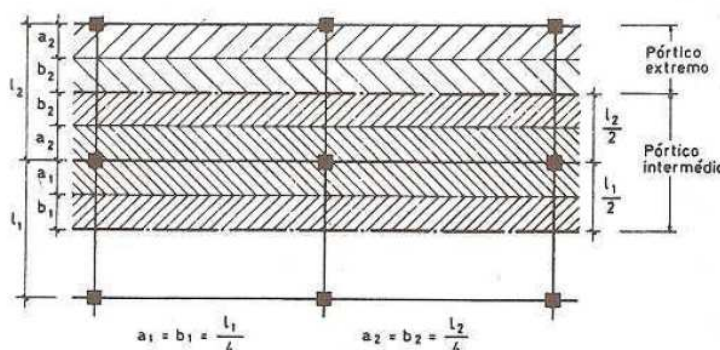


Fig. 5.15 – Definição gráfica de faixa central e faixas laterais [12].

Desta forma, primeiramente foram determinados os valores máximos dos momentos de cálculo actuantes nas barras correspondentes aos troços de laje adjacentes aos pilares, na direcção x e na direcção y. Seguidamente, estes valores foram convertidos de forma a encontrarem-se definidos por metro linear, segundo as regras expostas anteriormente. Assim, tornou-se possível distribuir os momentos positivos e negativos na direcção x e y, nas faixas de laje centrais e laterais, através da multiplicação do seu valor pelos coeficientes do quadro 5.15. Desta forma foram obtidos os resultados dos momentos e das armaduras associadas para as secções da laje sobre os pilares interiores do edifício: P6, P7 e P10.

5.3.5.1 Resultados: Direcção X

Para a obtenção dos resultados apresentados no presente ponto, foram utilizados os outputs do MGE dos pórticos e das barras definidas no quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Barras representativas das lajes, na direcção X, do piso tipo no MGE.

		Pilares					
		P6		P7		P10	
Pórticos	Direcção	x		x		x	
	Designação	B		B		E	
Barras	Posição	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
	Vão (m)	6,675	6,425	6,675	5,775	6,425	7,075
	N.º MGE	20	21	21	22	26	27
		24	25	25	26	31	32
		28	29	29	30	36	37
		32	33	33	34	41	42

- Momentos Positivos: Armadura Inferior

Quadro 5.17 – Quadro resumo da armadura inferior na direcção X.

	P6		P7		P10	
Msd (kN.m)	249,65		293,15		265,05	
	Banda do Pilar	Bandas Laterais	Banda do Pilar	Bandas Laterais	Banda do Pilar	Bandas Laterais
l(m)	3,275	3,275	3,1125	3,1125	3,375	3,375
Coeficiente	0,55	0,45	0,55	0,45	0,55	0,45
Msd (kN.m)	137,31	112,34	161,23	131,92	145,78	119,27
Msd/m (kN.m)	41,93	34,30	51,80	42,38	43,19	35,34
b (m)	1	1	1	1	1	1
d (m)	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
M	0,057	0,047	0,070	0,058	0,059	0,048
As (cm ² /m)	4,85	3,93	6,07	4,91	5,01	4,05
As min/m	2,47	2,47	2,86	2,86	2,65	2,65
Solução	Φ12//0,20	Φ12//0,20	Φ16//0,20	Φ12//0,20	Φ12//0,20	Φ12//0,20
As efect (cm ² /m)	5,65	5,65	10,05	5,65	5,65	5,65

- Momentos Negativos: Armadura Superior

Quadro 5.18 – Quadro resumo da armadura superior na direcção X, para o pórtico intermédio.

	P6		P7		P10	
Msd (kN.m)	-462,28		-539,89		-628,36	
	Banda do Pilar	Bandas Laterais	Banda do Pilar	Bandas Laterais	Banda do Pilar	Bandas Laterais
l(m)	3,275	3,275	3,1125	3,1125	3,375	3,375
Coeficiente	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75	0,25
Msd (kN.m)	-346,71	-115,57	-404,92	-134,97	-471,27	-157,09
Msd/m (kN.m)	-105,87	-35,29	-130,09	-43,36	-139,64	-46,55
b (m)	1	1	1	1	1	1
d (m)	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
M	0,144	0,048	0,177	0,059	0,190	0,063
As (cm ² /m)	13,25	4,05	16,76	5,03	18,18	5,42
Asmin/m	2,47	2,47	2,86	2,86	2,65	2,65
Solução	Φ20//0,20	Φ12//0,20	Φ20//0,15	Φ12//0,20	Φ20//0,15	Φ12//0,20
As efect (cm ² /m)	18,84	5,65	18,84	5,65	18,84	5,65

Quadro 5.19 – Quadro resumo da armadura superior na direcção X, para o pórtico extremo: P6 e P7.

	P6		P7			
Msd (kN.m)	-86,68	-28,89	-101,23	-33,74	-101,23	-33,74
	Banda do Pilar	Banda Lateral	Banda do Pilar	Banda Lateral	Banda Lateral	Banda Lateral
l(m)	1,669	1,669	1,669	1,669	1,444	1,444
Msd (kN.m)	-86,68	-28,89	-101,23	-33,74	-101,23	-33,74
Msd/m (kN.m)	-51,94	-17,31	-60,66	-20,22	-70,12	-23,37
b (m)	1	1	1	1	1	1
d (m)	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
M	0,071	0,024	0,082	0,027	0,095	0,032
As (cm ² /m)	6,09	1,94	7,19	2,27	8,41	2,64
Asmin/m	2,47	2,47	2,86	2,86	2,86	2,86
Solução	Φ12//0,15	Φ12//0,20	Φ16//0,20	Φ12//0,20	Φ16//0,20	Φ12//0,20
As efect (cm ² /m)	6,78	5,65	10,05	5,65	10,05	5,65

Quadro 5.20 – Quadro resumo da armadura superior na direcção X, para o pórtico extremo: P10.

	P10	
Msd (kN.m)	-117,82	-39,27
	Banda do Pilar	Banda Lateral
l(m)	1,769	1,769
Msd (kN.m)	-117,82	-39,27
Msd/m (kN.m)	-66,61	-22,20
b (m)	1	1
d (m)	0,21	0,21
μ	0,090	0,030
As (cm ² /m)	7,95	2,50
Asmin/m	2,65	2,65
Solução	Φ16//0,20	Φ12//0,20
As efect (cm ² /m)	10,05	506,14688

5.3.5.2 Resultados: Direcção Y

Para a obtenção dos resultados apresentados no presente ponto, foram utilizados os outputs do MGE dos pórticos e das barras definidas no quadro 5.21.

Quadro 5.21 – Barras representativas das lajes, na direcção Y, do piso tipo no MGE.

		Pilares					
		P6		P7		P10	
Pórticos	Direcção	y		y		y	
	Designação	H		K		H	
Barras	Posição	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
	Vão (m)	3,5	6,675	3,6	5,725	7,075	2,8
	N.º MGE	21	22	24	25	19	20
		26	27	29	30	24	25
		31	32	34	35	29	30
		36	37	39	40	34	35

- Momentos Positivos: Armadura Inferior

Quadro 5.22 – Quadro resumo da armadura inferior na direcção Y.

	P6		P7		P10	
Msd (kN.m)	152,38		356,24		452,96	
	Banda do Pilar	Bandas Laterais	Banda do Pilar	Bandas Laterais	Banda do Pilar	Bandas Laterais
l(m)	3,275	3,275	3,33125	3,33125	3,1125	3,1125
Coeficiente	0,55	0,45	0,55	0,45	0,55	0,45
Msd (kN.m)	83,81	68,57	195,93	160,31	249,13	203,83
Msd/m (kN.m)	25,59	20,94	58,82	48,12	80,04	65,49
B	1	1	1	1	1	1
D	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
M	0,035	0,028	0,080	0,065	0,109	0,089
As (cm ² /m)	2,90	2,36	6,95	5,61	9,71	7,81
Asmin/m	2,41	2,41	2,33	2,33	2,48	2,48
Solução	Φ12//0,20	Φ12//0,20	Φ16//0,20	Φ12//0,20	Φ16//0,20	Φ16//0,20
As efect (cm ² /m)	5,65	5,65	10,05	5,65	10,05	10,05

- Momentos Negativos: Armadura Superior

Quadro 5.23 – Quadro resumo da armadura superior na direcção Y, para o pórtico intermédio.

	P6		P7		P10	
Msd (kN.m)	-480,47		-540,84		-454,74	
	Banda do Pilar	Bandas Laterais	Banda do Pilar	Bandas Laterais	Banda do Pilar	Bandas Laterais
l(m)	3,275	3,275	3,33125	3,33125	3,1125	3,1125
Coeficiente	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75	0,25
Msd (kN.m)	-360,35	-120,12	-405,63	-135,21	-341,06	-113,69
Msd/m (kN.m)	-110,03	-36,68	-121,77	-40,59	-109,58	-36,53
b (m)	1	1	1	1	1	1
d (m)	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
M	0,149	0,050	0,165	0,055	0,149	0,050
As (cm ² /m)	13,84	4,21	15,53	4,69	13,78	4,20
Asmin/m	2,41	2,41	2,33	2,33	2,48	2,48
Solução	Φ20//0,20	Φ12//0,20	Φ20//0,20	Φ12//0,20	Φ20//0,20	Φ12//0,20
As efect (cm ² /m)	15,7	5,65	15,7	5,65	15,7	5,65

Quadro 5.24 – Quadro resumo da armadura superior na direcção Y, para o pórtico extremo: P6 e P7.

	P6		P7	
Msd (kN.m)	-90,09	-30,03	-101,41	-33,80
	Banda do Pilar	Banda Lateral	Banda do Pilar	Banda Lateral
l(m)	1,7125	1,7125	1,76875	1,76875
Msd (kN.m)	-90,09	-30,03	-101,41	-33,80
Msd/m (kN.m)	-52,61	-17,54	-57,33	-19,11
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,21	0,21	0,21	0,21
μ	0,071	0,024	0,078	0,026
As (cm ² /m)	6,17	1,97	6,76	2,15
Asmin/m	2,41	2,41	2,33	2,33
Solução	Φ16//0,20	Φ12//0,20	Φ16//0,20	Φ12//0,20
As efect (cm ² /m)	10,05	5,65	10,05	5,65

Quadro 5.25 – Quadro resumo da armadura superior na direcção Y, para o pórtico extremo: P10.

	P10			
Msd (kN.m)	-22,52	-28,42	-85,26	-28,42
	Banda do Pilar	Banda Lateral	Banda Lateral	Banda Lateral
l(m)	1,7125	1,7125	1,4	1,4
Msd (kN.m)	-22,52	-28,42	-85,26	-28,42
Msd/m (kN.m)	-13,15	-16,60	-60,90	-20,30
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,21	0,21	0,21	0,21
μ	0,018	0,023	0,083	0,028
As (cm ² /m)	1,47	1,86	7,22	2,28
Asmin/m	2,48	2,48	2,48	2,48
Solução	Φ12//0,15	Φ12//0,20	Φ16//0,20	Φ12//0,20
As efect (cm ² /m)	6,78	5,65	0	5,65

5.3.6. ESTACAS

Na concepção estrutural foram consideradas estacas moldadas betonadas “in situ”. Devido à implantação do edifício no terreno, existem dois níveis distintos de estacas. Desta forma existem duas plantas de fundações a considerar: nível -3 e nível 0.

O processo de cálculo das estacas encontra-se essencialmente dividido em 3 etapas fundamentais que conduzem à construção das plantas estruturais.

A primeira etapa consiste no dimensionamento da estaca, partindo-se do conhecimento da resistência das estacas (Quadro 5.26). Assim à semelhança dos restantes elementos estruturais, o

dimensionamento é baseado nos esforços retirados, nas bases das secções dos pilares e das paredes, do programa de cálculo.

Quadro 5.26 – Quadro resumo das resistências à compressão das estacas.

Φ (cm)	Nrd (kPa)
40	942
50	1473
60	2121
80	3770
100	5890

De forma foram dimensionadas a estacas bem como a sua armadura, considerando apenas a resistência à compressão, uma vez que os momentos são absorvidos pelos lintéis ou muros de suporte. Saliente-se a importância de cumprir o espaçamento máximo entre varões, o que por vezes conduz a uma solução de armadura superior ao necessário.

Devido aos elevados esforços na base do edifício, as soluções obtidas conduzem a estacas $\Phi 80$ e $\Phi 100$ ou maciços de 2 estacas igualmente $\Phi 80$ e $\Phi 100$ conforme os exemplos do quadro 5.27.

Quadro 5.27 – Quadro resumo das resistências à compressão das estacas.

		Pilares			
		P1	P3	P4	P10
Estaca(s)	Nsd máximo (kN) - MGE	4026,54	6271,67	3182,06	8273,94
	Nsd máximo (kN) - com PP	4115,27	6524,33	3236,51	8724,63
	Msd (kN)	(****)	(****)	(****)	(****)
	R (KN)				
	Combinação	1	1	1	3
	N.º Estacas	1	2	1	2
	Φ (cm)	100	80	80	100
	As calc/Estaca (cm ²)	47,12	30,16	30,16	47,12
	Solução	12 $\Phi 25$	10 $\Phi 20$	10 $\Phi 20$	12 $\Phi 25$
	As efect/Estaca (cm ²)	58,92	31,4	31,4	58,92
	Asw/Estaca (cm ²) - Solução	$\Phi 8//0.20$	$\Phi 6//0.20$	$\Phi 6//0.20$	$\Phi 8//0.20$

(****) O momento é considerado nos lintéis ou nos muros de suporte.

A segunda etapa consiste no cálculo dos maciços de encabeçamento das estacas. O seu dimensionamento parte de considerações fundamentais, para o caso de maciços de duas estacas. Assim, a distância entre eixos de estacas é no mínimo três vezes o diâmetro das estacas e o ângulo formado entre o centro das estacas e o centro do pilar tem de se encontrar no intervalo $[55^\circ, 60^\circ]$.

Em ambos os maciços a distância considerada ao limite do maciço corresponde a: $\Phi/2 + 0.15\text{m}$.

As soluções obtidas no dimensionamento das secções e da respectiva armadura, encontram-se sintetizadas no quadro 5.28.

Quadro 5.28 – Quadro resumo das secções e armaduras de maciços de encabeçamento.

		Pilares			
		P1	P3	P4	P10
Maciço de Encabeçamento (1 estaca)	Base (b) - (m)	1,30	-	1,10	-
	Largura (l) - (m)	1,30	-	1,10	-
	Altura (h) - (m)	1,40	-	1,20	-
	As - (cm ²)	# $\Phi 10//0.15$	-	# $\Phi 10//0.15$	-
Maciço de Encabeçamento (2 estacas)	Base (b) - (m)	-	1,10	-	1,30
	Largura (l) - (m)	-	3,50	-	4,30
	Altura (h) - (m)	-	1,75	-	2,15
	Msd (kN.m)	-	4524,00	-	8835,00
	As calc - (cm ²)	-	64,21	-	102,78
	Solução	-	14 $\Phi 25$	-	14 $\Phi 32$
	As efect (cm ²)	-	68,74	-	112,56

A terceira etapa resume-se ao dimensionamento dos lintéis entre os maciços de estacas. Os lintéis são dimensionados considerando que estes estão sujeitos apenas a flexão (Quadro 5.28). Em anexo encontram-se os cálculos efectuados para todos os pilares.

Quadro 5.29 – Quadro resumo das secções e armaduras dos lintéis de fundação.

		P1	P3	P4	P10
Lintel - X	Msd máximo y (kN.m) - MGE				26,68
	Combinação				10
	Msd _x (kN.m)				872,46
	Base (b) - (m)				0,4
	Altura (h) - (m)	(*)	(*)	(*)	0,9
	μ				0,177
	As calc (cm ²)				27,44
	Solução				6 $\Phi 25$
	As efect. (cm ²)				29,46
Lintel - Y	Msd máximo x (kN.m) - MGE	2837,28	280,35		
	Combinação	9	9		
	Msd _y (kN.m)	3248,81	932,78		
	Base (b) - (m)	0,9	0,4		
	Altura (h) - (m)	1,2	1	(*)	(*)
	μ	0,161	0,152		
	As calc.(cm ²)	74,73	25,72		
	Solução	12 $\Phi 25$ + 6 $\Phi 20$	6 $\Phi 25$		
	As efect. (cm ²)	77,76	29,46		

(*) Estes momentos flectores não são considerados uma vez que, tracções e compressões, no plano do muro não serão utilizados para dimensionar lintéis.

6

ALVENARIAS INTERIORES

6.1. INTRODUÇÃO

Da antiguidade até à actualidade, diversas civilizações utilizaram na construção, de abrigos, de habitações, de monumentos, de templos religiosos, de edifícios, a alvenaria.

Desta forma, a alvenaria evoluiu, analogamente à tecnologia da construção, mas a par, as exigências dos utilizadores também acompanharam o seu desempenho.

Em Portugal, as paredes de alvenaria ainda mantêm uma grande implantação quer no domínio da construção de paredes de fachada, quer de paredes divisórias em edifícios correntes.

O conteúdo do presente capítulo focaliza-se na abordagem das paredes interiores/divisórias em alvenaria visando como objectivo principal reconhecer as suas características resistentes e valores limite de deformação para, numa fase posterior ser possível comparar com limites de deformação em suportes constituídos por lajes de betão armado.

Primeiramente será apresentada a alvenaria, no sentido de enquadrar no sector da construção e de apresentar as suas vantagens e desvantagens. É ainda abordada a unidade que constitui a parede de alvenaria – o tijolo. Seguidamente é feita uma apresentação das alvenarias interiores, o tipo de paredes e materiais constituintes, as suas exigências funcionais e ainda as suas características de resistência. Por fim são apresentadas as patologias recorrentes nas alvenarias, sendo caracterizadas as fissurações causadas pela excessiva deformação do suporte das alvenarias.

6.2. ALVENARIAS

6.2.1. ENQUADRAMENTO NO SECTOR DA CONSTRUÇÃO EM PORTUGAL

O sector da construção civil em Portugal, apesar da variabilidade histórica em termos de volumes de construção, é um dos sectores mais importantes da economia portuguesa. Actualmente, segundo, vários estudos, representa cerca de 7% do PIB e 9% do emprego nacional [11].

No âmbito desta representação económica, e tendo em consideração a parcela relativa à construção de edifícios, relativamente a outros tipos de obra (Fig. 6.1), os trabalhos em alvenaria assumem uma particular importância no sector da construção uma vez que correspondem a cerca de 13% a 17% do valor da construção.

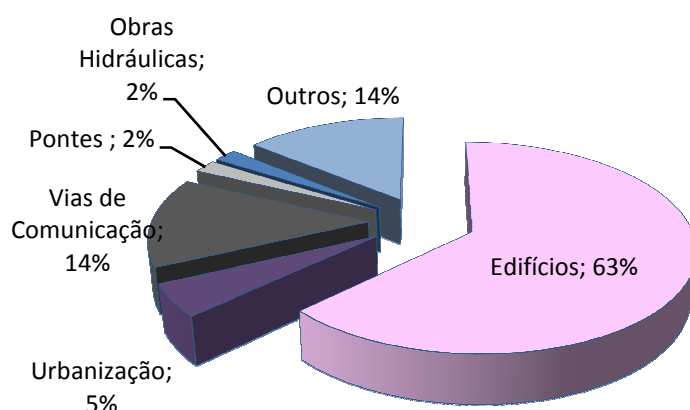


Fig.6.1 – Peso relativo dos vários tipos de obra em Portugal.

Além do papel económico, as paredes de alvenaria têm uma importância crucial no desempenho do edifício, na sua segurança, durabilidade e habitabilidade. Assim, a negligência na construção de paredes de alvenaria visível no panorama nacional, motivada pela ausência de pormenorização na actividade de projecto, pela quase inexistência de mão-de-obra especializada e ainda pela crescente utilização de novos materiais e tecnologias, sem especificação dos mesmos na fase de projecto, urge em mudar, para que sejam minimizadas as anomalias em alvenarias verificadas actualmente.

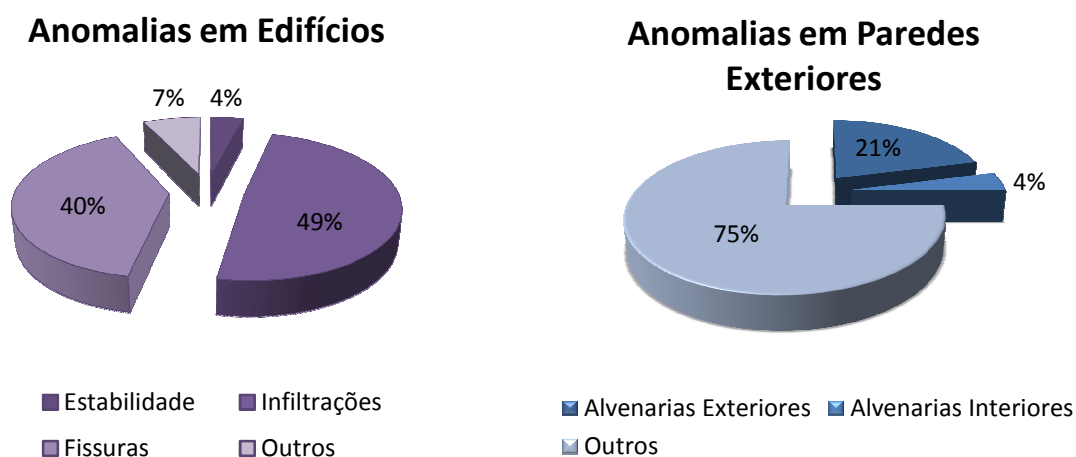


Fig.6.2 – Importância relativa das anomalias em paredes observadas em França, semelhantes à observada em Portugal.

6.2.2. VANTAGENS VS DESVANTAGENS DAS ALVENARIAS

Actualmente as paredes de alvenaria são projectadas para garantiram um bom desempenho funcional e responderem às exigências dos utilizadores: estabilidade, segurança ao fogo, estanquidade à água e ao ar, conforto térmico e acústico, durabilidade e facilidade de manutenção, estética, economia e facilidade de execução.

De forma sintetizada, as principais vantagens das paredes de alvenaria são:

- Durabilidade – quer dos elementos cerâmicos quer das próprias argamassas de assentamento;
- Boa relação custo/benefício – baixo custo dos elementos; relação investimento inicial/manutenção significativamente económica face a outros elementos construtivos.
- Ambiente – a produção dos elementos não é poluente; as alvenarias quando demolidas poderão ser 100% reutilizáveis.

No entanto existem desvantagens, também a realçar:

- Domínio na técnica de execução requerendo mão-de-obra especializada;
- Elevado consumo de mão-de-obra – baixa produtividade;

6.2.3. ELEMENTO DA ALVENARIA TRADICIONAL: TIJOLO CERÂMICO

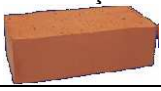


O tijolo cerâmico de furação horizontal surgiu com a Revolução Industrial, no início do século XIX e a par da técnica de construção, evoluiu, diversificaram os modelos acompanhando as exigências crescentes nos edifícios.

Num futuro, cada vez mais próximo, a sua geometria irá contemplar a “construção inteligente”, simplificando cada vez mais a aplicação em obra o que permitirá a instalação das redes de abastecimento de água, de drenagem de esgotos, os cabos de electricidade e comunicação e ainda a construção de outros elementos estruturais.

Resultante das exigências actuais, e da regulamentação e certificação necessária no sector da construção visualizando o incremento da sua qualidade, o tijolo de alvenaria como produto técnico cumpre com as exigências referentes às suas características e ensaios bem como aos formatos e tolerâncias dimensionais requeridas nas normas portuguesas (NP 80 e NP 834, respectivamente) e europeia, EN 771-1.

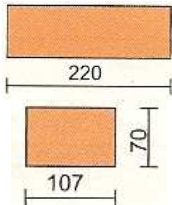
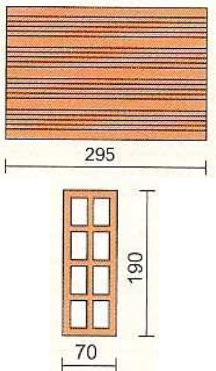
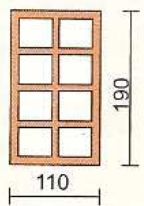
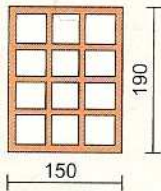
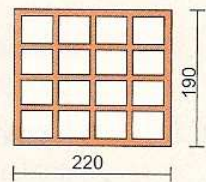
A classificação apresentada pela NP 80, admite três classes de tijolos, maciço, furado e perfurado (Quadro 6.1). As características dimensionais bem como as suas tolerâncias de acordo com a NP 834 encontram-se resumidas no quadro 6.2.

Quadro 6.1 – Classificação dos tijolos cerâmicos segundo a NP80 [9].

Classificação dos Tijolos segundo a NP 80	
 <p>Maciço</p>	Tijolo cujo volume de argila cozida não é inferior a 85% do seu volume total aparente
 <p>Furado</p>	Tijolo com furos ou canais de qualquer forma e dimensões, paralelos às suas maiores arestas e tais que a sua área não é inferior a 30% da área da face correspondente nem superior a 75% da mesma área
 <p>Perfurado</p>	Tijolo com furos perpendiculares ao seu leito e tais que a sua área não é inferior a 15% da área da face correspondente nem superior a 50% da mesma área

Os tijolos podem ainda ser classificados de acordo com a sua aplicação, em face à vista, enchimento (sem função resistente, ver 6.3) ou resistentes (com função estrutural).

Quadro 6.2 – Formatos características dos tijolos cerâmicos normalizados segundo a NP 834 [9].

Dimensões (cm)	Tolerâncias Dimensionais (mm)			Massa (kg)	Furação	Resistência à compressão (Mpa)
	Comprimento	Largura	Altura			
22x11x7						
	214 a 226	103 a 111	64 a 74	2,5 - 3,5	0	17 - 48
30x20x7						
	288 a 302	66 a 74	185 195	3,0 - 5,0	40-60	3,7 - 7,0
30x20x11						
	288 a 302	106 a 114	185 a 195	4,0 - 6,0	50-65	2,8 - 5,2
30x20x15						
	288 a 302	145 a 155	185 a 195	5,0 - 7,0	50-65	2,5 - 4,9
30x22x20						
	288 a 302	214 a 226	185 a 195	7,0 - 11,0	55-70	1,9 - 3,9

6.3. ALVENARIAS INTERIORES

6.3.1. CLASSIFICAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria são habitualmente classificadas em função dos principais constituintes utilizados para a sua construção, designados por elementos, unidades ou blocos e correntemente intitulados por tijolos.

Todavia a classificação das paredes poderia atender às características físicas, químicas e geométricas dos tijolos mas também aos restantes constituintes, tipo de argamassa de assentamento, número de panos de parede e suas ligações, tipo de revestimento, existência ou não de isolamento térmico, acústico, e barreiras pára-vapor, localização da parede (fachada, interior do edifício e independente no exterior).

O Eurocódigo 6, dedicado essencialmente às paredes de alvenaria com função estrutural, classifica-as de acordo com o tipo de panos e juntas de assentamento. Apresenta-se na figura 6.3, as paredes de alvenaria incluídas nesta classificação e que têm aplicabilidade na construção de alvenarias no interior.

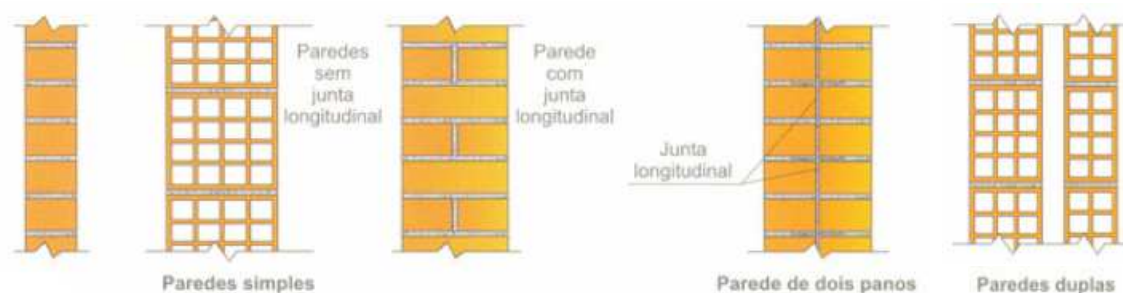


Fig. 6.3 – Tipos de paredes com aplicabilidade em divisórias [9].

Podemos observar na figura, três tipos essenciais de paredes: simples, (com e sem junta longitudinal), paredes de dois panos e paredes duplas (com e sem isolamento térmico).

Na realidade, as paredes divisórias são maioritariamente simples e realizadas recorrendo ao emprego de alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal de 7, 9 ou 11 cm. No entanto também são aplicáveis espessuras maiores, em geral 15 cm, nas paredes das casas de banho e cozinhas devido à necessidade de embutir nessas paredes um maior número de instalações.

Relativamente às paredes duplas, têm normalmente aplicabilidade nas paredes de separação de fogos e de confrontação com zonas comuns mais cuidadas devido aos requisitos de conforto acústico e térmico, apresentando normalmente isolamento acústico no interior.

Saliente-se ainda classificação das paredes de alvenaria relativamente ao tipo de acções a que vai estar sujeita, climatéricas, higrotérmicas e mecânicas.

Assim, de acordo com a classificação do EC 6, em função das acções e da função estrutural, as paredes de alvenaria podem ser consideradas, resistentes, de travamento ou contraventamento, sujeitas à acção de corte, sujeitas a cargas laterais e ainda paredes divisórias, não suportando assim cargas significativas.

6.3.2. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria interior para além das unidades ou blocos, designados no presente trabalho como tijolos, e já caracterizados anteriormente, integram também outros elementos, argamassa de assentamento, juntas, revestimento e ainda a possibilidade de incorporar isolamento térmico, como já referido. As paredes integram ainda, também, outros elementos construtivos e acessórios que utilizam a parede como suporte, portas, ductos de ventilação, canalizações, ...

Os principais materiais e acessórios constituintes de uma alvenaria interior encontram-se resumidos na quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Materiais e acessórios constituintes de uma alvenaria de tijolo.

Material ou acessório	Tipos e Materiais	Observações
Tijolo	Maciço	Variantes de Furação:
	Perfurado	Septos alinhados
	Furado (furação horizontal)	Septos desalinhados
	Furado (furação vertical)	Face de assentamento contínua
	Materiais porosos	Face de assentamento descontínua
Argamassa de Assentamento	Argamassa de cimento	Variantes de composição:
	Argamassa de cal	Tipo de ligante(s)
	Argamassa mista	Adjuvantes
	Argamassas prontas	
	Argamassas industriais (pré-doseadas)	Traço (tipo e proporção dos constituintes)
Cimento-cola		No contacto com elementos de betão para criar rugosidade
Materiais para isolamento térmico	Placas rígidas sintética	
	Placas rígidas de origem vegetal	
	Placas rígidas de origem mineral	
	Mantas flexíveis	
	Materiais projectados	
	Espumas	Materiais associados, geralmente, ao revestimento de paredes
	Materiais a granel	
	Películas de elevada emissividade	
Materiais para isolamento acústico	Membranas contínuas de grande densidade e estanquidade	
	Painéis contínuos de revestimentos	
Argamassa para reboco interior		
Acessórios de ligação aos pilares	Varão Roscado	
	Chapa de aço zincada	
Membranas Resilientes para apoio de alvenarias	Bandas de espuma ou borracha	
	Bandas de poliestireno	
	Bandas de aglomerado de cortiça	

Na figura 6.4, encontram-se resumidos os principais intervenientes na constituição de uma alvenaria interior.

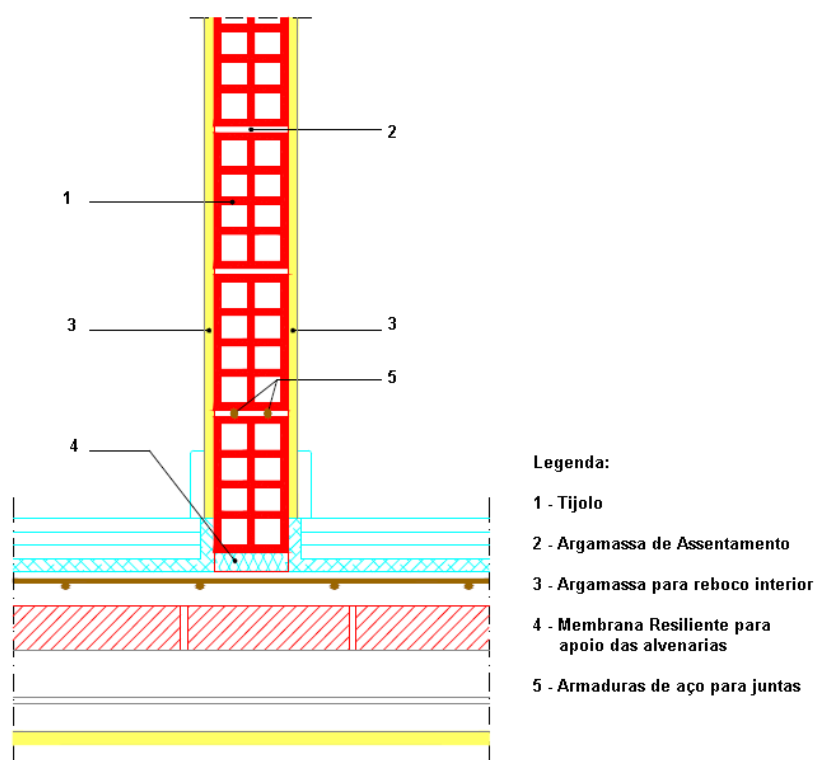


Fig. 6.4 – Corte construtivo de uma parede de compartimentação em alvenaria de tijolo [10].

6.3.3. EXIGÊNCIAS REGULAMENTARES

As exigências regulamentares no que se refere à segurança, conforto e durabilidade incidem essencialmente em três domínios essenciais: comportamento térmico, acústico e de segurança.

A figura 6.5 apresenta um resumo das exigências requeridas nos diferentes tipos de paredes, em função da sua localização.

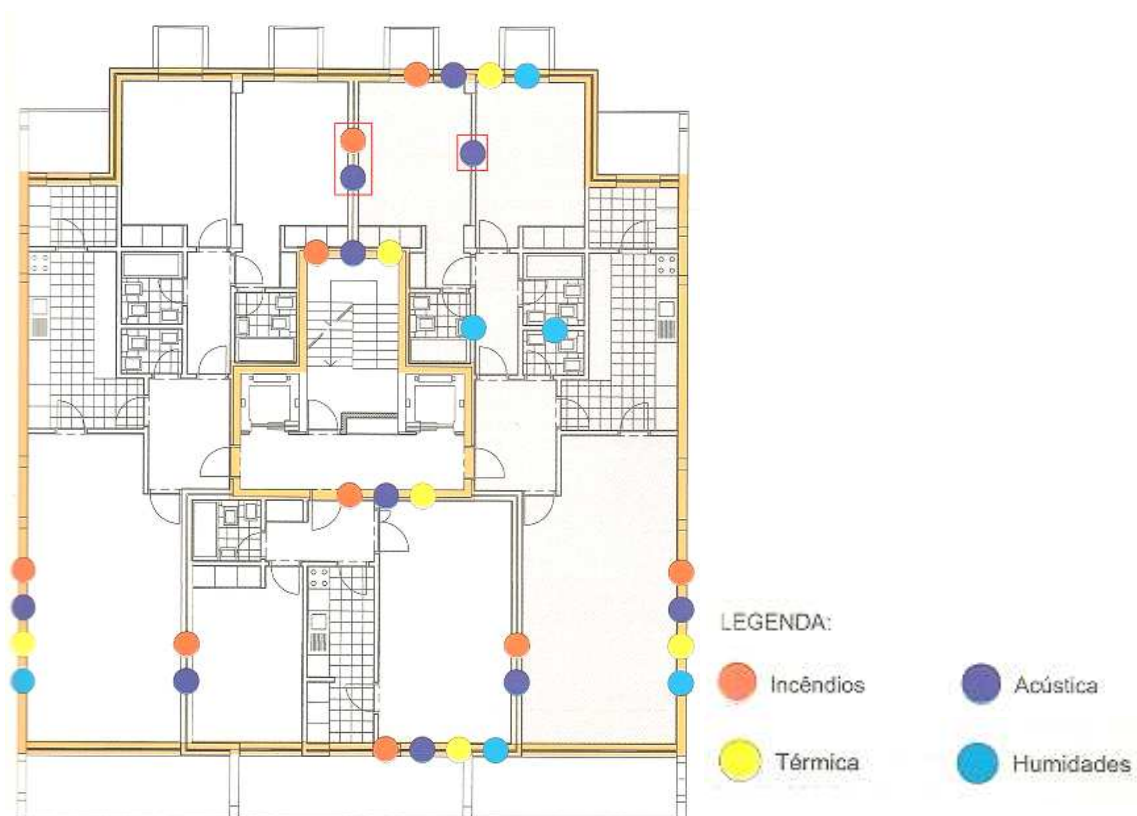


Fig. 6.5 – Principais exigências para as paredes de um edifício de habitação.

Analisando a figura, e reportando para o caso em análise, é possível verificar que as paredes divisórias no interior de uma habitação e entre habitações apresentam as mesmas exigências: Acústica e Segurança Contra Incêndios.

Nos pontos seguintes será feita um resumo destas exigências.

6.3.3.1. Exigências Acústicas

O Regulamento Geral do Ruído, publicado com o Decreto-Lei n.º 9/2007 de 17 de Janeiro e o Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios, publicado com o Decreto-Lei n.º 96/2008, o qual altera o Decreto-Lei n.º 129/2002 de 11 de Maio remetem para a necessidade de controlos preventivos ao nível do licenciamento municipal. Não deverá nenhum edifício estar liberto de cumprir os requisitos acústicos que lhe são directamente exigidos pela legislação.

No âmbito destes documentos estabelecem-se para os edifícios diversos critérios de controlo de comportamento acústico, relativos à emissão de ruído para o exterior, à potencial incomodidade pelo funcionamento do edifício, às condições acústicas interiores e ao isolamento acústico.

A satisfação do grau de incomodidade é conseguida através da limitação dos níveis de ruído produzidos no local “perturbador” e/ou impondo um isolamento acústico mínimo dos elementos de construção que separam o local dos locais vizinhos.

Relativamente às condições acústicas interiores, o regulamento impõe limites: para os tempos de reverberação (o que não é aplicável em edifícios de habitação) e para os níveis sonoros do ruído ambiente (definidos para instalações muito ruidosas e em locais que onde se exerçam actividades que requerem concentração e sossego, o que não se encontra no âmbito dos edifícios de habitação).

Quanto ao critério de isolamento, é definido no regulamento limites de isolamento conferidos pelas paredes. No quadro 6.4, encontram-se resumidos os limites de isolamento em edifícios de habitação, impostos pelo regulamento, para diferentes tipos de paredes divisórias.

Quadro 6.4 – Limites de isolamento em paredes divisórias

Tipo de Parede	Mínimo Regulamentar
Divisória de compartimentos de um fogo como local emissor e quartos ou zonas de estar de outro fogo como local receptor	$DnT,w \geq 50 \text{ dB}$
Divisórias de zonas de circulação comum do edifício como locais emissores e quartos ou zonas de estar de outros fogos como locais receptores	$DnT,w \geq 48 \text{ dB}$
	$DnT,w \geq 40 \text{ dB}$ (se o local emissor for um caminho de circulação vertical quando o edifício é servido por ascensores)
	$DnT,w \geq 50 \text{ dB}$ (se o local emissor for uma garagem de estacionamento automóvel)
Divisórias de zonas do edifício destinadas a comércio, indústria, serviços ou diversão como locais emissores e quartos ou zonas de estar de outros fogos como locais receptores	$DnT,w \geq 58 \text{ dB}$

Saliente-se que o isolamento das paredes de alvenaria que separam dois espaços contíguos do mesmo piso, depende, de forma directa, das características físicas e mecânicas dos seus constituintes. Assim o quadro 6.5 resume para as diferentes soluções construtivas, os valores aproximados para o isolamento acústico.

Quadro 6.5 – Isolamento acústico para soluções correntes de paredes em alvenaria.

Solução construtiva	Isolamento acústico
Parede Simples em tijolo vazado de 11 cm, rebocada	$Rw=40 \text{ dB (*)}$
Parede Simples em tijolo vazado de 15 cm, rebocada	$Rw=46 \text{ dB (*)}$
Parede Simples em tijolo vazado de 20 cm, rebocada	
Parede dupla em tijolo vazado de 15 cm com caixa de ar de 70 mm preenchida parcialmente com painel de lã de rocha PN40 de 40 mm, rebocada em ambas as faces	$Rw=50 \text{ dB(**)}$
Parede dupla em tijolo vazado de 15 cm com caixa de ar de 70 mm preenchida parcialmente com painel de lã de rocha PN70 de 40 mm, rebocada em ambas as faces	$Rw=52 \text{ dB(**)}$

(*) dados fornecidos pela base de dados do programa de cálculo Acoubat; (**) J. Patrício, acústica nos Edifícios

6.3.3.2. Exigências de Comportamento em Caso de Incêndio

O regulamento de segurança contra incêndio em edifícios de habitação, publicado com o Decreto-Lei n.º 220/2008, define as condições que os elementos construtivos mais significativos devem respeitar no que concerne ao seu comportamento em caso de incêndio.

A aplicação das exigências é feita tendo em consideração a altura do edifício e o tipo de ocupação prevista. Assim no que se refere às paredes divisórias, o regulamento classifica a resistência ao fogo padrão de acordo com a qualificação da reacção ao fogo dos materiais de construção (Quadro 6.6).

Quadro 6.6 – Classificação de desempenho de resistência ao fogo padrão para paredes divisórias [14]

Classificação	Duração (minutos)							
E	20	30	60	120				
EI	15	20	30	45	60	120	180	240
EI-M			30		60	120		
EW	20	30			60	120		

Nota:

E - estanquidade a chamas e a gases quentes; I - isolamento térmico

W - radiação; M - acção mecânica

6.3.4. COMPORTAMENTO MECÂNICO E DEFORMABILIDADE DAS ALVENARIAS NÃO ESTRUTURAIS

Todos os elementos construtivos devem ser caracterizados mecanicamente, mesmo no caso de não terem função estrutural como é o caso das alvenarias interiores.

De facto, só conhecendo os limites dos componentes constituintes da alvenaria se poderá prevenir o aparecimento de anomalias graves devido ao desconhecimento das suas características resistentes.

As alvenarias estão fundamentalmente sujeitas a cargas verticais e horizontais no seu plano e a cargas horizontais no plano perpendicular.

As cargas verticais no plano da alvenaria, no caso das alvenarias interiores sem funções estruturais são reduzidas e resumem-se ao peso próprio da parede e, eventualmente, a elementos que descarregam sobre as paredes como as padieiras.

As cargas horizontais no plano das paredes de alvenaria são produzidas pela acção do vento ou sismos mobilizando a sua resistência ao corte, e as cargas horizontais com incidência no plano perpendicular devem-se essencialmente à acção do vento e sismo.

As acções do vento e dos sismos não serão abordadas no âmbito deste estudo. No entanto serão abordadas as cargas verticais, uma vez que, dado o seu carácter permanente, são as mais preponderantes para o estudo das alvenarias interiores.

Serão ainda abordados os limites de deformação das paredes de alvenaria interior sob acções correntes de utilização.

6.3.4.1. Cargas Verticais

A capacidade resistente das alvenarias interiores a cargas verticais depende de dois factores: resistência à compressão da alvenaria e esbelteza da parede. Como a resistência à compressão da parede é condicionada pela sua esbelteza, esta última será primeiramente analisada.

Actualmente, o uso do betão armado, dada a sua elevada resistência, aliada a técnicas de cálculo cada vez mais exactas, permitem o projecto e a construção de estruturas cada vez mais esbeltas vencendo

vãos cada vez maiores. Desta forma as flechas e as deformações resultantes são também grandes, e quando transmitidas às paredes ultrapassam muitas vezes, a capacidade resistente das alvenarias. Por outro lado, as técnicas construtivas são muitas vezes erradas, utilizando-se as paredes para cofragem de vigas, o que ainda agrava a situação.

Assim, é importante garantir uma espessura adequada relativamente à altura e comprimento da parede. De forma indicativa utiliza-se para a esbelteza corrente entre pisos de paredes de preenchimento um valor não superior a 30, de acordo com a figura 6.6.

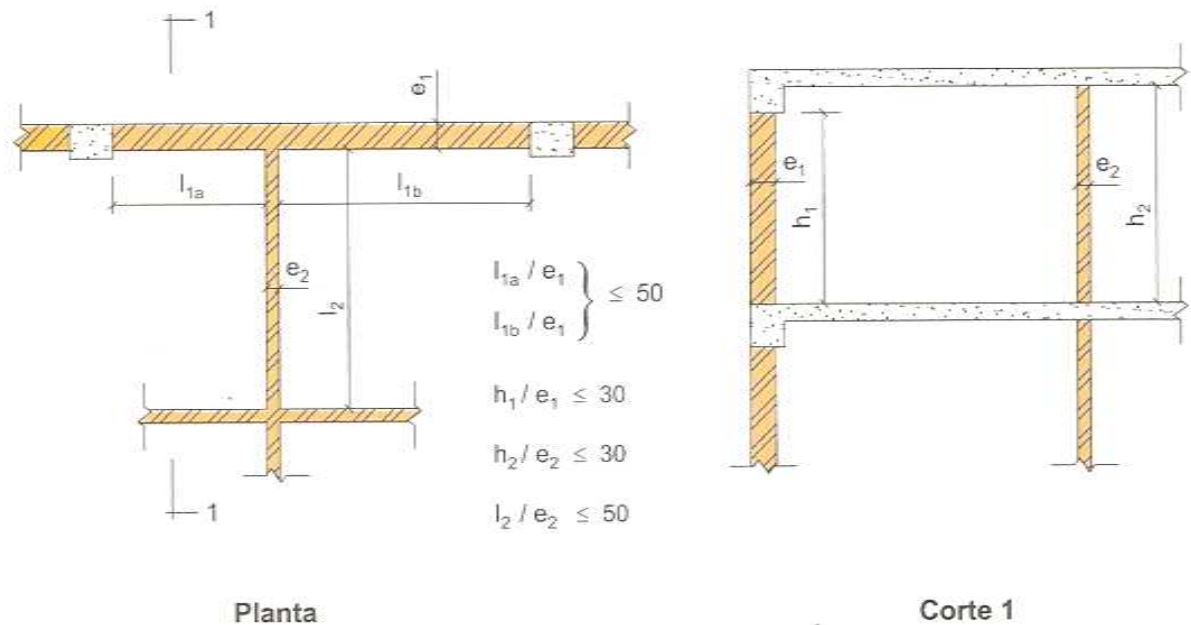


Fig. 6.6 – Esbelteza de paredes e limites orientativos de vãos [9].

Relativamente à resistência à compressão, esta depende da interação dos seus constituintes, isto é, da aderência dos elementos, tijolos, com a argamassa, bem como da resistência de cada um dos constituintes e da relação dos seus volumes na parede.

Analisando a figura 6.7, que traduz a resistência da alvenaria em função da resistência dos elementos e da argamassa, é possível verificar um aumento da resistência da argamassa (e a consequente redução da espessura das juntas) relativamente á resistência dos tijolos, aumenta a resistência da alvenaria.

É ainda de salientar, que a resistência da alvenaria é limitada superiormente pela do tijolo, nunca a atingindo.

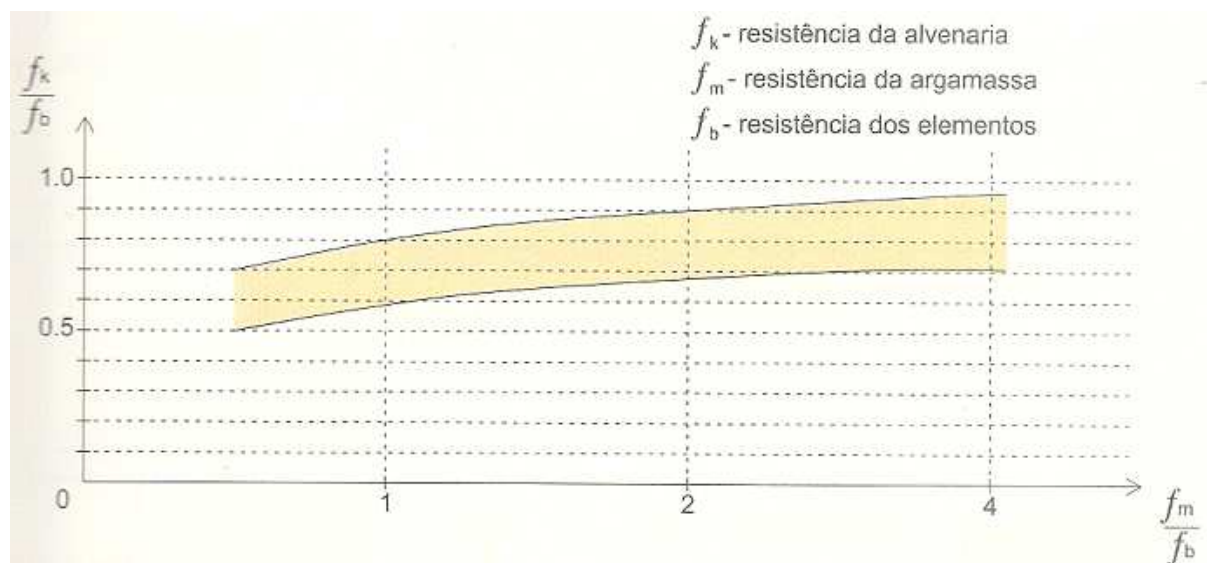


Fig. 6.7 – Resistência da parede de alvenaria em função das resistências dos elementos e da argamassa [9].

Saliente-se a dispersão das características resistentes deste elemento construtivo originada pela variabilidade das matérias-primas, pela geometria e qualidade produtiva dos tijolos (embora com a introdução da certificação dos produtos, esta tendência venha a diminuir) conjugada com as variações das características das argamassas e da qualidade construtiva.

6.3.4.2. Valores Máximos de Deformação

As alvenarias são consideradas como o elemento construtivo mais susceptível à ocorrência de fissuras, causadas maioritariamente pela deformação do seu suporte (ver 6.4.1.1).

“A enorme diversidade de configurações geométricas das lajes e dos seus apoios, bem como das paredes interiores conduz a um tão grande número de combinações de deformação que praticamente impossibilita a previsão do modelo de fissuração para cada caso.”[8]

No entanto, existem diversos estudos experimentais que apontam para valores de deformação máxima de alvenarias sob determinadas condições. O quadro 6.7 traduz resumidamente alguns dos valores publicados na literatura da especialidade.

Quadro 6.7 – Valores de deformação das alvenarias.

Valores de Deformação	Investigador/Entidade	Objecto de Estudo
Flecha máxima a longo prazo - a (m)		
L/1150	Pfeffermann	Alvenarias de tijolo de barro; paredes com 7,50m de comprimento e 2,50m de altura
L/1500		
L/2500	Normas Belgas	-
L/1000	CSTB (Centre Scientifique et Technique de la Construction)	-
	Mathez / Conseil International du Bâtiment	-
<L/1000	J.Mendes da Silva e V. Abrantes / Seminário sobre paredes de alvenaria, 2007[8]	-
L/1073	José Aguiar e Manuel Pereira/ Universidade do Minho [10]	Alvenarias em tijolo furado 30x20x11cm, juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico 1:5, paredes duplamente apoiadas com 4 m de comprimento e 2 m de altura
L/769		Alvenarias em tijolo furado 30x20x11cm, juntas de assentamento em argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9; paredes duplamente apoiadas com 4 m de comprimento e 2 m de altura

Através da análise do quadro anterior é possível concluir que não existe um consenso sobre o valor máximo admissível das flechas para vigas ou lajes apoiadas em alvenarias, pelo motivo anterior mencionado.

6.3.5. NOVOS ELEMENTOS NA CONSTRUÇÃO DE ALVENARIAS INTERIORES

No sector da construção, a evolução nos processos e a sua optimização, bem como o incremento na tecnologia dos materiais sucedem a um ritmo crescente. Assim surge o uso de produtos da construção industrializada – Pré-Fabricação.

Actualmente existem novos conceitos de paredes interiores – Painéis de Tijolo revestidos a gesso - coexistindo elementos da construção tradicional, alvenarias e elementos pré-fabricados, painéis modulares de gesso ou somente paredes divisórias leves de gesso cartonado constituídas por placas de gesso cartonado fixas por perfis metálicos em chapa fina de aço galvanizado (Figura 6.8).

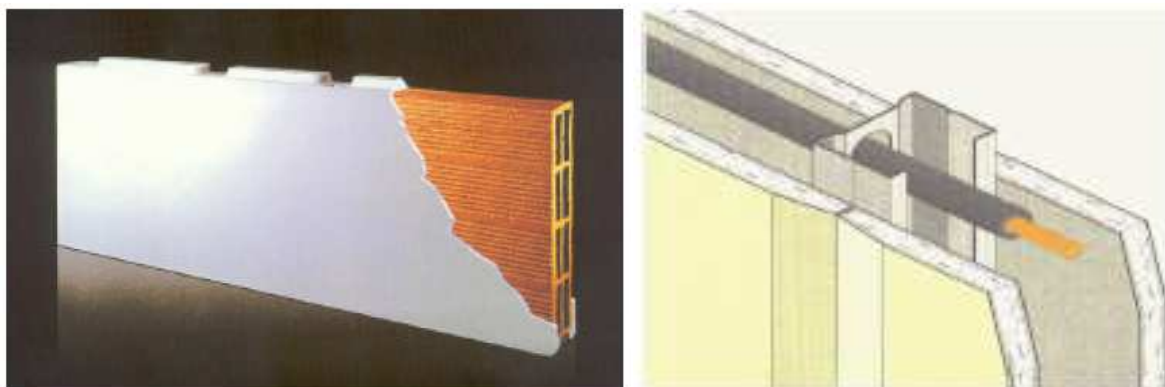


Fig. 6.8 – Pré – fabricação na construção de paredes divisórias: painéis de tijolo revestidos a gesso e paredes leves de gesso cartonado.

Existem ainda novos elementos dentro da alvenaria tradicional, que permitem encaixes otimizados reduzindo assim as juntas de argamassa – a chamada alvenaria de montagem simplificada e ainda alvenarias com peças complementares, criando soluções construtivas globais para as paredes (peças de remate, padieiras, ...).

6.4. PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA

A patologia da construção deve ser sempre encarada como um passo – indesejado mas praticamente inevitável – rumo à qualidade. Todas as correntes filosóficas da “certificação da qualidade” – divulgadas e implantadas através das normas ISO nos últimos anos – sublinham a necessidade da melhoria constante e o imperativo de encontrar oportunidades de melhoria em cada experiência de insucesso (ou não conformidade), mediante acções correctivas formalmente definidas e posteriormente avaliadas.” [8]

A presente secção apresenta as principais causas de ocorrência de patologias em paredes de alvenaria, os seus efeitos e a forma de prevenção das mesmas, em fase de projecto e em fase de construção.

6.4.1. CAUSAS DA OCORRÊNCIA DE PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA

As principais patologias apresentadas pelas paredes de alvenaria são os fenómenos de fissuração e as anomalias associadas à acção da humidade. No entanto é importante salientar a diferenciação que existe dentro do fenómeno da fissuração, isto é, situações em que apenas é afectado o revestimento e outras, mais graves, em que a fissuração atinge o suporte ocorrendo a fissuração da parede.

No quadro 6.8, apresenta-se a diferenciação indicada e ainda o tipo de fissuração associado.

Quadro 6.8 – Causas da fissuração em alvenarias.

Patologia	Origem da Fissuração	Tipo de Fissuração
Fissuração dos Revestimentos	Reboco	Fissuração por retracção
		Fissuração devida a deficiente adaptação ao suporte
		Fissuração devida ao gelo
	Deficiente concepção a aplicação	Fissuração devida a mistura cimento-gesso
		Fissuração devida a concentração de tensões junto a aberturas
		Fissuração devida à corrosão de elementos metálicos
	Suporte	Fissuração devida a deslocamentos do suporte
		Fissuração devida a reacções com sais existentes no suporte
	Reboco e Suporte	Fissuração devida a comportamentos diferenciais de suporte heterogéneos
		Fissuração a absorção excessiva de suporte
		Fissuração devida a variações dimensionais diferenciais entre o reboco e o suporte
		Fissuração devida à retracção do suporte
Fissuração da parede de alvenaria	Assentamento diferencial de fundações	Fissuração devida a movimentos diferenciais das fundações
		Fissuração devida à variação da humidade do solo
		Fissuração devida à deformação do solo e /ou da estrutura reticulada de suporte
	Deformação excessiva do suporte	Fissuração devida à deformação do suporte por diferença de deformabilidade (ver 2.4.1.1)
		Fissuração devida à colocação em carga do pavimento (ver 6.4.1.2)
		Fissuração devida à deformação do suporte quando as paredes têm aberturas (ver 6.4.1.3)
		Fissuração entre painéis pré-fabricados devida à deformação da estrutura (ver 6.4.1.4)
		Fissuração devida à rotação do pavimento no apoio por excessiva deformação da laje (ver 6.4.1.5)
		Fissura devida à deformação de consolas (ver 6.4.1.6)
	Concentração de esforços	Fissuração devida à acção de vigas transversais e/ou outras cargas localizadas
		Fissuração devida à concentração de tensões nas zonas de apoio de lintéis
		Fissuração devida à concentração de esforços em zonas enfraquecidas da parede, aberturas ou alteração de secção

Nos pontos seguintes, serão abordadas em pormenor as patologias referentes à deformação excessiva do suporte, uma vez que estas se referem ao problema em estudo no presente trabalho.

6.4.1.1 Fissuração Devida à Deformação do Suporte

A fissuração decorrente da deformação do suporte apresenta nas alvenarias, sem aberturas de portas e janelas, essencialmente três tipologias, decorrentes da deformabilidade dos elementos que restringem a alvenaria.

- a) Pavimento inferior mais deformável que o superior – surgem fissuras inclinadas nos cantos superiores da parede, simétricas em relação ao meio da parede. Estas fissuras são derivadas da dilatação diferencial de materiais diferentes, resultando de um deslocamento relativo na horizontal, entre os elementos, o que provoca tensões de corte no seu revestimento aderente. Na parte inferior surge uma fissura horizontal, sendo que quando o comprimento da parede é superior à sua altura surge o efeito de arco, deslocando-se a fissura para os vértices inferiores da parede. A fissuração pode ainda provocar o desligamento entre materiais diferentes, isto é, parede de alvenaria/laje ou viga de suporte (figura 6.9)

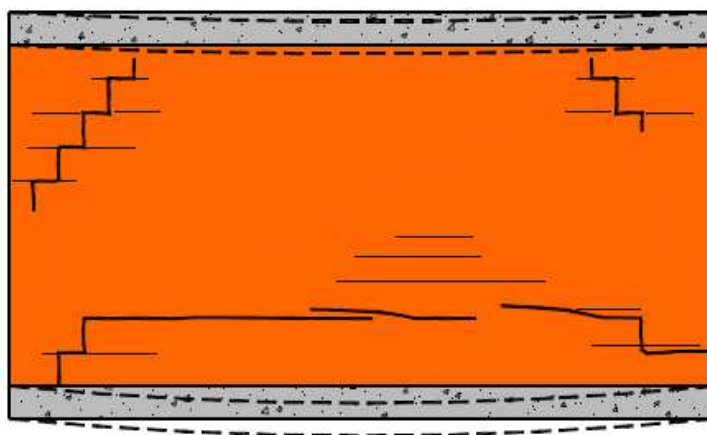


Fig. 6.9 – Fissuração devido á deformação do suporte: pavimento inferior mais deformável que o superior.[10]

- b) Pavimento inferior menos deformável que o superior – surgem, para além das fissuras inclinadas nos cantos superiores, devido a tensões de corte, fissuras verticais, resultantes de excessivas tensões de flexão.

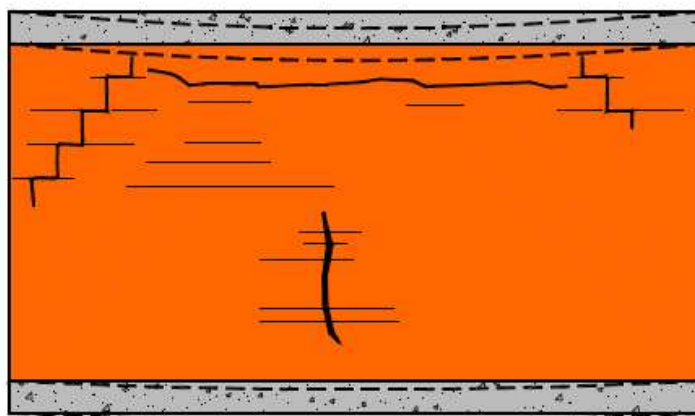


Fig. 6.10 – Fissuração devido á deformação do suporte: pavimento inferior menos deformável que o superior.[10]

- c) Pavimento superior e inferior com deformação idêntica – surgem fissuras inclinadas nos cantos inferiores da parede, orientadas a 45°, originadas por tensões de corte.

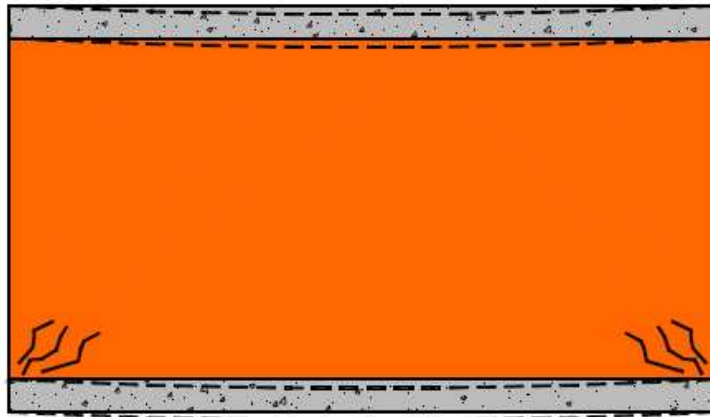


Fig. 6.11 – Fissuração devido à deformação do suporte: pavimento superior e inferior com deformação idêntica.[10]

6.4.1.2 Fissuração Devida à Colocação em Carga do Pavimento

Este tipo de patologia surge derivado à sustentação da própria parede que resulta na fissuração na ligação da parede com o pavimento.

6.4.1.3 Fissuração Devida à Deformação do Suporte Quando as Paredes têm Aberturas

No caso de paredes com aberturas, a fissuração apresenta diversas configurações, dependendo essencialmente do tamanho e da posição das aberturas pelo que deverão ser cumpridas as distâncias mínimas das aberturas à estrutura de suporte da alvenaria de acordo com o definido no EC6. No entanto as fissuras surgem maioritariamente nos cantos das aberturas.



Fig. 6.12 – Fissuração devido à deformação do suporte quando as paredes têm aberturas.[10]

6.4.1.4 Fissuração Entre Painéis Pré-fabricados Devida à Deformação da Estrutura

A fissuração resultante da deformação do suporte, no caso de paredes constituídas por painéis pré-fabricados, apresenta a orientação coincidente com as juntas entre painéis, originadas por tensões de corte entre os materiais.

6.4.1.5 Fissuração Devida à Rotação do Pavimento no Apoio por Excessiva Deformação da Laje

A fissuração decorrente da rotação do pavimento no apoio da laje, surge devido à excessiva deformação da laje na proximidade do mesmo, gerando esforços de torção que provocam o aparecimento de uma fissura horizontal ao longo praticamente de toda a parede.

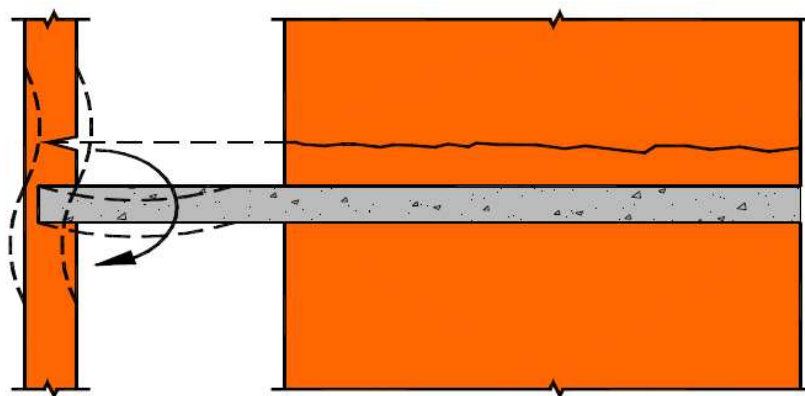


Fig. 6.13 – Fissuração devida à rotação do pavimento por excessiva deformação da laje. [10]

6.4.1.6 Fissura Devida à Deformação de Consolas

No caso das consolas, a fissuração ocorre devido à rotação da laje, provocada por falta de rigidez estrutural. Assim pode ocorrer o descolamento entre a laje e a parede de alvenaria e ainda uma fissuração inclinada resultante das tensões de corte.

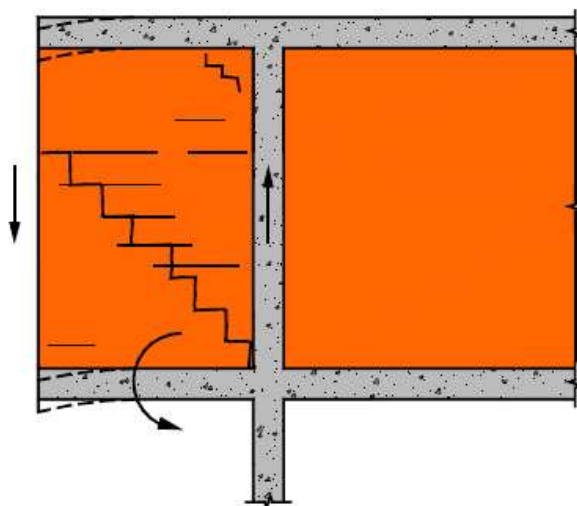


Fig. 6.14 – Fissuração devida à deformação de consolas.[10]

7

DEFORMAÇÃO

7.1. INTRODUÇÃO

O conteúdo do presente capítulo pretende demonstrar o comportamento do piso - tipo, no que se refere ao estado limite de deformação, analisando deste modo a sua estrutura em condições de serviço. O objectivo principal é determinar a deformação máxima da laje, sob a acção, instantânea e a tempo infinito, das cargas recorrentes da utilização do edifício para assim verificar se a deformação máxima do elemento não estrutural em estudo, alvenarias interiores, é compatível com a deformação da laje.

Desta forma, primeiramente, foi necessário recorrer a um programa de modelação e cálculo de estruturas, o Robot Millennium v.17.5, com vista a simular o comportamento do piso tipo e analisar a sua deformação em estado limite de serviço.

O passo seguinte consiste em aplicar um método simplificado de cálculo de flechas em lajes, o Método Bilinear, com base na relação momento - flecha aproximada por uma lei bilinear. Desta forma obtêm-se os valores no domínio das cargas de utilização, das flechas prováveis, instantânea e a tempo infinito.

Por último é feita uma análise de sensibilidade, que pretende comparar os valores de cálculo obtido com os valores estabelecidos na legislação em vigor e na literatura, para os elementos não estruturais em estudo, isto é as alvenarias interiores.

7.2. MODELO ESTRUTURAL: ROBOT

O modelo estrutural introduzido no programa de modelação e cálculo correspondeu ao objecto de estudo, o piso – tipo.

A planta estrutural do piso – tipo (figura 7.1) foi o ponto de partida para modelar o piso no programa, considerando assim as secções e espessuras dos elementos estruturais resultantes do processo de dimensionamento.

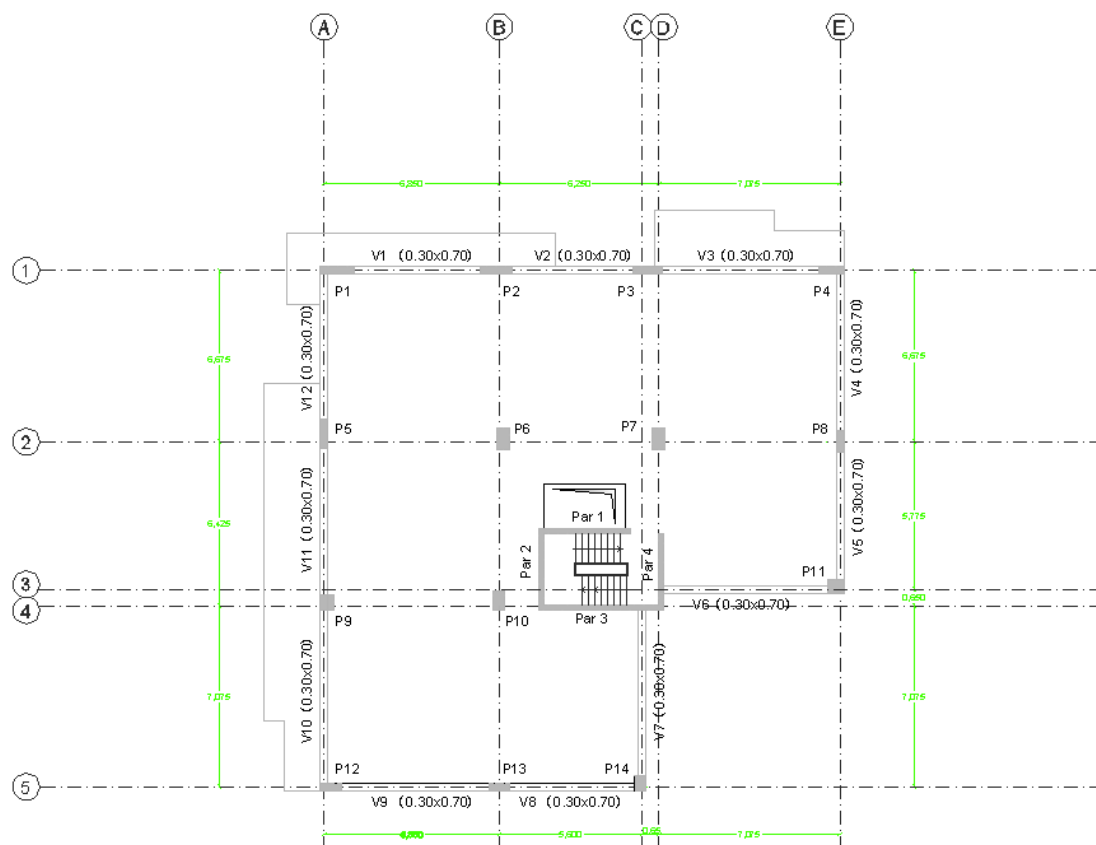


Fig. 7.1 – Planta estrutural do piso-tipo.

Foram ainda feitas as seguintes considerações, resultando na modelação da figura 7.2:

- Todos os pilares foram introduzidos com uma altura, acima e abaixo da laje de 1,5m, de forma a cumprir o pé direito referente a um piso.
- Os apoios dos pilares foram definidos na sua extremidade inferior como encastrados e na sua extremidade superior como encastrados deslizantes, isto é, todos os deslocamentos e rotações restringidos excepto na direcção z.
- Nas paredes foram colocados na extremidade inferior apoios admitindo a restrição de todos os deslocamentos mas permitindo as três rotações.
- As lajes foram caracterizadas através da geração de uma malha de elementos finitos com 50 cm de lado.

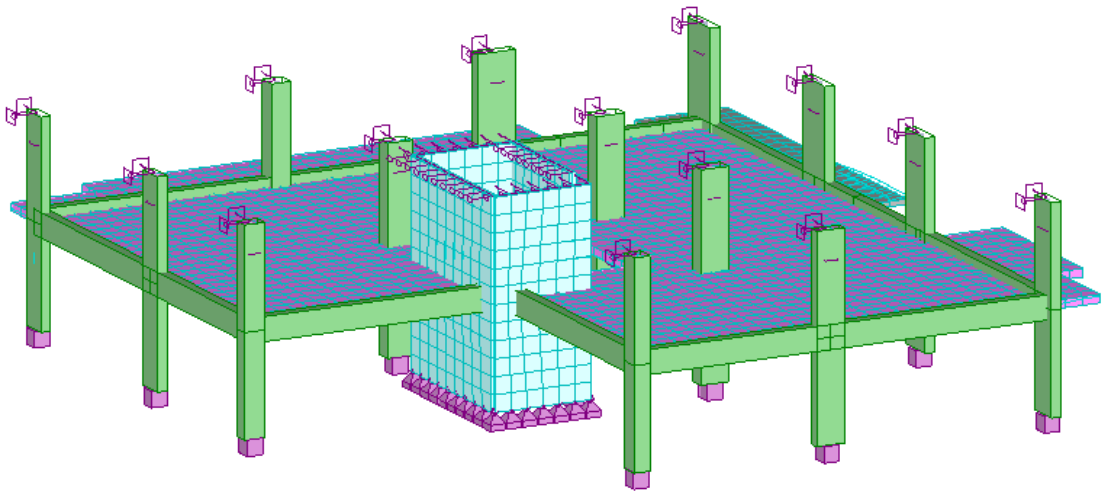


Fig. 7.2 – Modelo ROBOT.

Após a finalização do modelo, procedeu-se à introdução das cargas actuantes, peso próprio, restantes cargas permanentes (revestimentos e divisórias) e sobrecargas, de forma a ser possível analisar a deformação do piso - tipo em estado limite de serviço.

Seguidamente foi introduzida a combinação referente ao Estado Limite de Utilização, admitindo limite de longa duração. Assim, foi considerada a combinação quase permanente:

$$S_d = \sum G_{i,m} + \sum \psi_{2,j} Q_{j,k}$$

$$S_d = 1,0 G + 0,3 Q$$

Em que,

G - cargas gravíticas;

Q - sobrecarga de utilização.

No que se refere ao comportamento em serviço, como todos os inputs necessários ao cálculo da estrutura foram inseridos, procedeu-se ao cálculo obtendo-se o fluxo de deformações na laje de piso. (fig. 7.3 e 7.4)

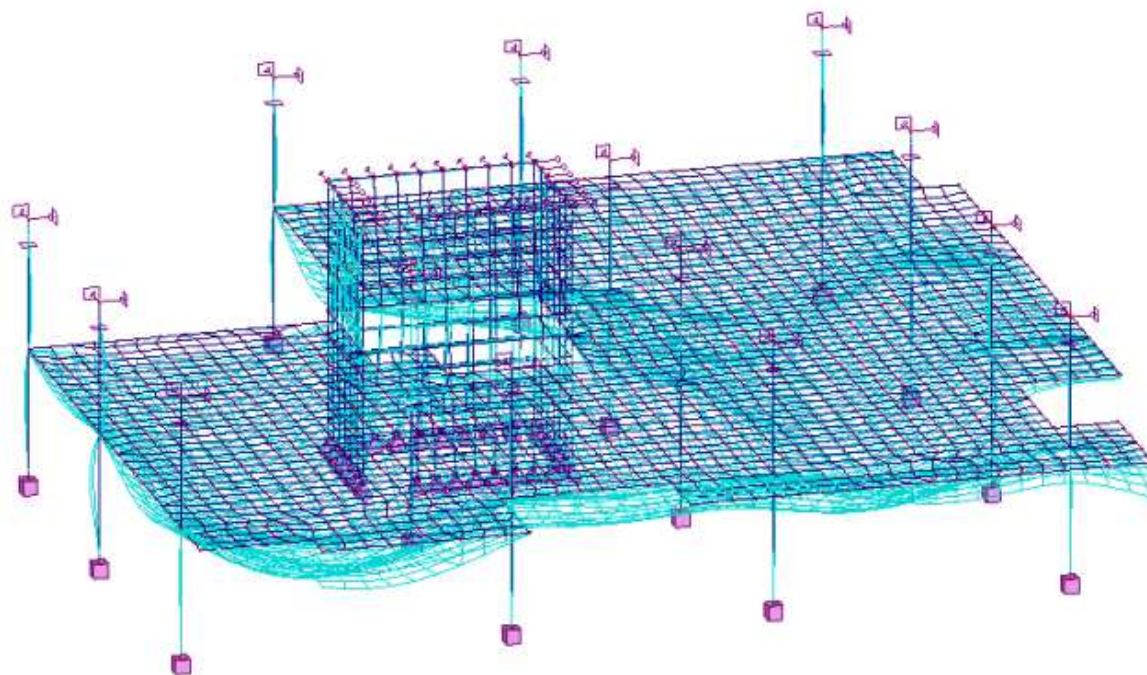


Fig. 7.3 – Deformação em vista 3D.

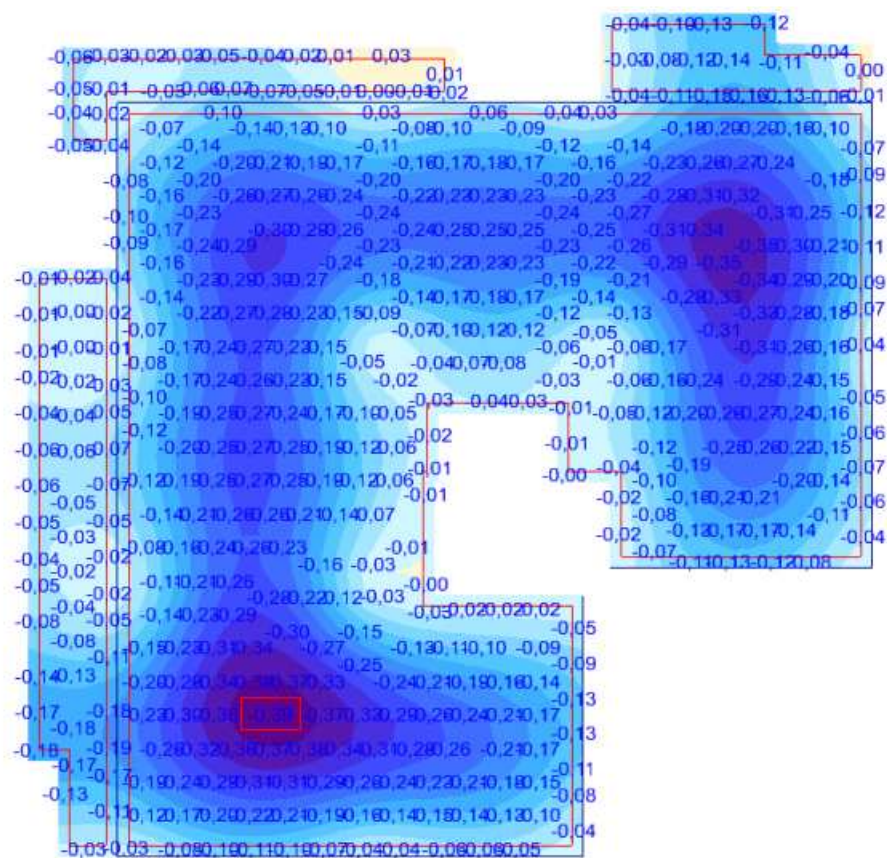


Fig. 7.4 – Valores de deformação em planta.

Analisando a figura 7.4, observa-se o valor da flecha máxima elástica correspondendo a:

$$a_c = 0,39\text{cm}$$

7.3. MÉTODO BILINEAR [6]

O método bilinear, como método simplificado, baseia-se para o cálculo das flechas na relação momento - flecha através da aproximação por meio de uma lei bilinear (Figura 7.5).

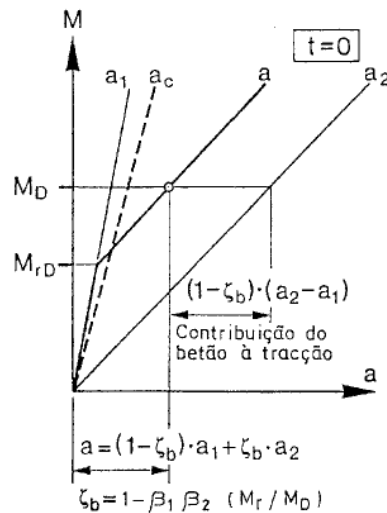


Fig. 7.5 – Relação bilinear momento-flecha.

Para aplicação do método, é necessário calcular o valor da flecha de base, a_c , obtido por cálculo elástico, e os valores extremos da flecha nos estados I e II_0 , $a_1(=a_I)$ e $a_2(=a_{\text{II}})$, obtidos a partir da flecha a_c , multiplicando esta por coeficientes de correção k , de forma a ter em conta o efeito da armadura (coeficientes k_{S1} e k_{S2} , para os estados I e II_0 ou k_A^I e k_A^{II}) e o efeito da fluência (coeficientes $k_{\varphi 1}$ e $k_{\varphi 2}$, para os estados I e II_0 ou k_{Ψ}^I e k_{Ψ}^{II}).

Assim:

Para a *Flecha* α_I :

Considerando o efeito da armadura, para $t = 0$:

$$a_I^{t=0} = k_A^I \cdot a_C$$

Para obter a flecha no tempo t , considerando apenas a parcela de cargas permanentes:

$$a_I^t = k_A^I \cdot (1 + k_\Psi^I \cdot \Psi) \cdot a_c$$

Em que nas expressões,

a_c - flecha de base devido às cargas permanentes;

a_I - flecha no estado I;

k_A^I - coeficientes de correcção dados graficamente em bibliografia de especialidade;

 k_{Ψ}^I

Ψ - coeficiente de fluência;

Para a **Flecha** a_{II} :

Considerando o efeito da armadura, para $t = 0$ e para uma secção rectangular:

$$a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \cdot a_c$$

Para obter a flecha no tempo t , considerando apenas a parcela de cargas permanentes e para uma secção rectangular:

$$a_{II_0}^t = k_A^{II} \cdot (1 + k_{\Psi}^{II} \cdot \Psi) \cdot a_c$$

Em que nas expressões,

a_{II} - flecha no estado II_0 ;

k_A^{II} - coeficientes de correcção dados graficamente em bibliografia de especialidade;

k_{Ψ}^{II}

Note-se que o estado I refere-se a secções não fendilhadas, considerando o betão traccionado, o betão comprimido e a armadura e o estado II_0 refere-se a secções fendilhadas, não considerando senão o betão comprimido e a armadura.

O cálculo da flecha provável, a , no domínio das cargas de utilização, e de acordo com o observado na figura 7.5, admite duas situações possíveis:

$$a = a_I \quad \text{se } M < M_r$$

$$a = (1 - \zeta)a_I + \zeta \cdot a_{II_0} \quad \text{se } M > M_r$$

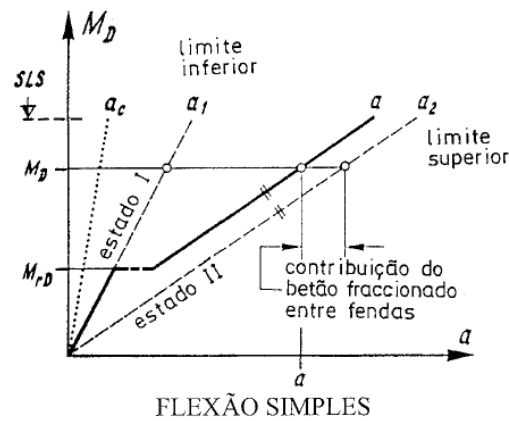
Em que,

M - momento flector total, sob a combinação de acções considerada;

M_r - momento de fendilhação;

ζ - coeficiente de repartição.

Ambos os valores são definidos na secção determinante e no domínio $D(M_D, M_{rD})$ e ζ e M_r definidos de acordo com a figura 7.6, para o caso do estudo em flexão simples.



$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D}$$

$$= 0 \quad \text{para} \quad M_D < M_{rD}$$

$$M_{rD} = W_{1D} \cdot f_{ct} \cong W_c \cdot f_{ct}$$

Fig. 7.6 – Definição dos valores ζ e M_{rD} .

Saliente-se a importância da secção determinante, uma vez que esta corresponde à secção de que queremos determinar a flecha, pelo que corresponde à secção de momentos positivos máximos, máximo ($M_{x \text{ Max}}$, $M_{y \text{ Max}}$).

7.3.1. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL EM LAJES PARA O CASO EM ESTUDO

O cálculo da flecha provável será realizado para o piso-tipo. Devido ao facto dos elementos não estruturais em estudo, alvenarias interiores, terem a sua deformação associada ao seu suporte, o cálculo da flecha terá de ser na laje de piso.

Note-se que para a aplicação do método bilinear em lajes são necessárias algumas considerações, nomeadamente:

- O cálculo dos momentos por faixa de largura unitária, $M_{x \text{ Max}}$, $M_{y \text{ Max}}$, sendo como já foi dito, o momento máximo positivo que determina a secção, pelo que todos os coeficientes de correcção bem como o momento de fendilhação são calculados para esta secção.

- O M_r , ρ e ρ' são valores calculados por unidade de largura.

7.3.1.1. Flecha de Base, a_c

A flecha de base, a_c , é calculada em fase elástica isto é, em fase não fendilhada admitindo-se secções homogéneas e sem ter em conta a armadura.

O valor obtido para a flecha de base, no programa de cálculo ROBOT, corresponde:

$$a_c = 0,39\text{cm}$$

7.3.1.2. Flecha no Estado I, a_I

A flecha do estado I, compreende a correcção face à existência de armadura, e na parcela diferida no tempo, a correcção no que concerne à fluência do betão.

Desta forma torna-se necessário determinar os coeficientes de correcção, k_A^I, k_Ψ^I e o coeficiente de fluência, Ψ .

O coeficiente de fluência é calculado de acordo com o Anexo I - 3.4 do REBAP e pode ser determinado com aproximação suficiente pela seguinte fórmula:

$$\varphi_C(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_d(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

O primeiro termo reflecte o efeito da deformação que se processa nos primeiros dias após a aplicação da carga e é parcialmente recuperável sendo quantificável a partir dos valores da tensão de rotura por compressão do betão para o tempo referente ao carregamento, f_{c,t_0} , e a tempo infinito, f_{c,t_∞} . Assim, o valor de cálculo corresponde:

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right) = 0,8 \left(1 - \frac{1,00}{1,45} \right) = 0,25$$

O segundo termo traduz as deformações elásticas diferidas, isto é, processadas lentamente ao longo do tempo. É composto pelo coeficiente de elasticidade diferida, φ_d , que em geral pode ser considerado igual a 0,4, e, pela função $\beta_d(t - t_0)$, definida de acordo com a figura 7.7, assumindo o valor 1,0.

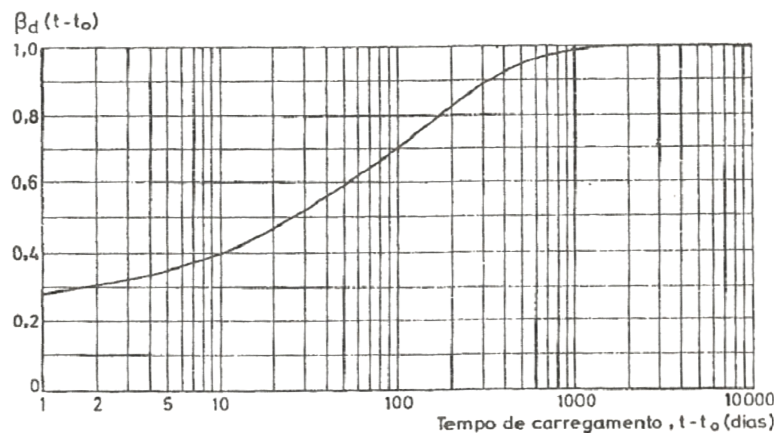


Fig. 7.7 – Função $\beta_d(t - t_0)$.

O terceiro termo, à semelhança do anterior, refere-se às deformações plásticas diferidas lentamente no tempo, sendo constituído pelo coeficiente de plasticidade diferida, φ_f , e pela função $\beta_f(t)$. O coeficiente de plasticidade diferida é calculado através da multiplicação de dois coeficientes, φ_{f1} e φ_{f2} que dependem da humidade relativa do ambiente e da espessura fictícia, h_0 .

Admitindo uma humidade relativa ambiente média interior de 40%, o valor de φ_{f1} é igual a 3,0 (Quadro I-III do REBAP). No que concerne à espessura fictícia, a expressão de cálculo corresponde:

$$h_0 = \lambda \frac{2A_c}{u}$$

Em que,

A_c - área da secção transversal do elemento;

u - parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente;

λ - coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente.

Pelo que, o valor calculado corresponde:

$$h_0 = 1,5 \times \frac{2(1 \times 0,24)}{2} = 0,24 \text{ m} \Rightarrow h_0 = 0,24 \text{ m}$$

Assim de acordo com o quadro I-IV do REBAP, o valor do φ_{f2} é igual a 1,85.

O coeficiente de plasticidade pode assim ser calculado e corresponde a:

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \varphi_{f2} = 3 \times 1,85 = 5,55$$

No referente à função $\beta_f(t)$, é possível, através do gráfico da figura 7.8 determinar os seguintes valores:

$$\beta_f(t) = 1,0$$

$$\beta_f(t_0) = 0,41$$

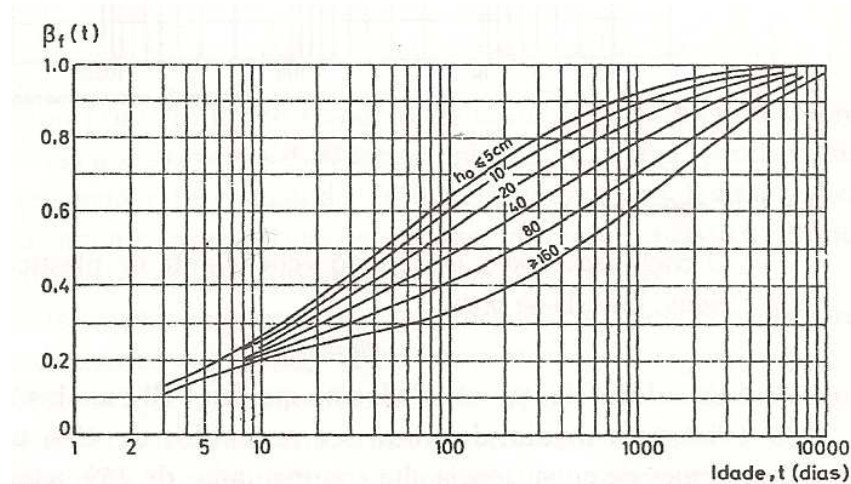


Fig. 7.8 – Função $\beta_f(t)$.

Desta forma estão calculados todos os parâmetros de cálculo do coeficiente de fluência, pelo que o seu valor é igual:

$$\varphi_c(t, t_0) = 0,25 + 0,4 \times 1 + 5,55 \times [1 - 0,41] \Rightarrow \varphi_c(t, t_0) = 3,9$$

Os dados necessários à obtenção dos coeficientes de correcção k_A^I, k_ψ^I , correspondem:

$$\left. \begin{array}{l} 1. \quad d = 0,20 \text{ m} \\ \quad \quad h = 0,24 \text{ m} \end{array} \right\} d/h = 0,8$$

$$\begin{aligned}
 &2. \quad \left. \begin{array}{l} d' = 0,04 \text{ m} \\ h = 0,24 \text{ m} \end{array} \right\} d'/h = 0,2 \\
 &3. \quad \left. \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{15,71 \times 10^{-4}}{1 \cdot 0,20} = 0,00787 \\ \rho' = \frac{A_{s'}}{bd} = \frac{5,75 \times 10^{-4}}{1 \cdot 0,20} = 0,00283 \end{array} \right\} \rho'/\rho = 0,4 \\
 &4. \quad \left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{30,5} = 7,57 \\ \rho = 0,00787 \end{array} \right\} \alpha \cdot \rho = 0,052 \\
 &5. \quad \left. \begin{array}{l} \chi = 0,80 \\ \varphi = 3,9 \end{array} \right\} \chi \cdot \varphi = 3
 \end{aligned}$$

Os coeficientes de correcção k_A^I, k_Ψ^I são assim obtidos graficamente (figuras 7.9 e 7.10) e correspondem a:

$$k_A^I = 0,925$$

$$k_\Psi^I = 0,778$$

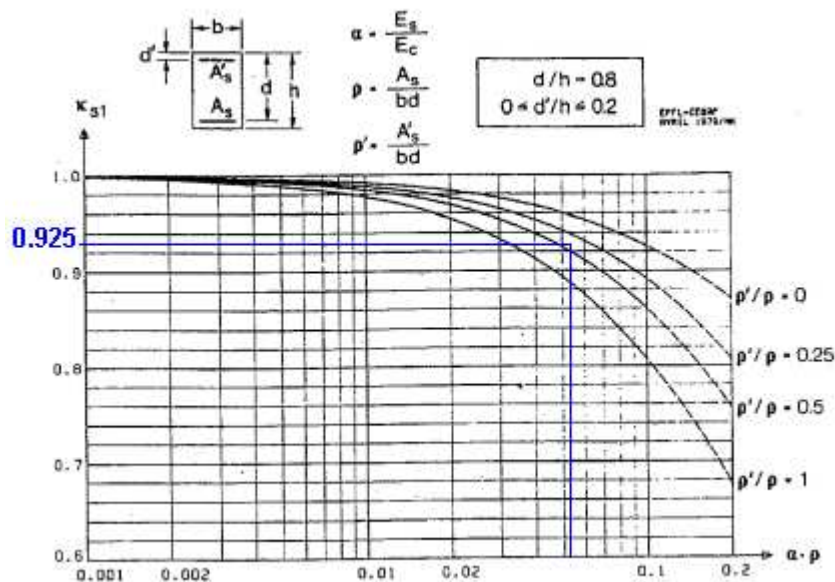
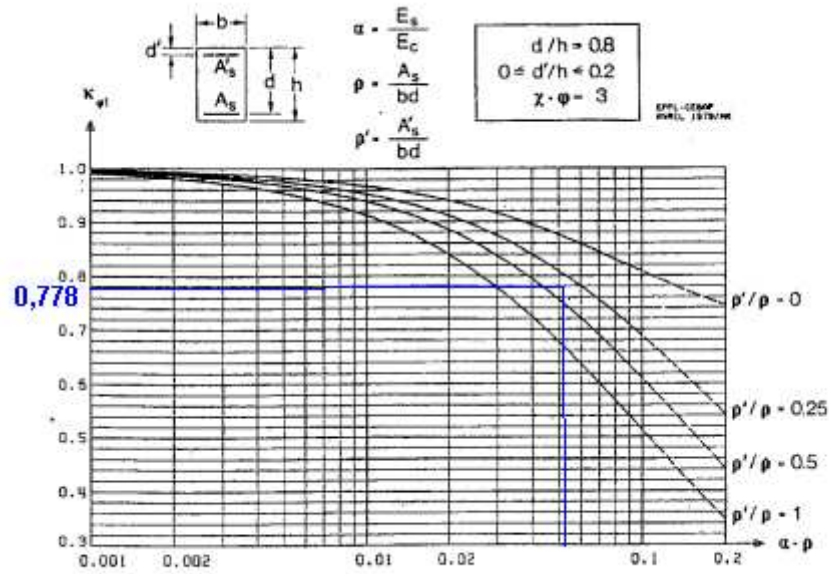


Fig. 7.9 – Determinação do k_A^I .


 Fig. 7.10 – Determinação do k_{ψ}^I .

Desta forma, os valores de cálculo das flechas no estado I são os seguintes:

$$t = 0 \longrightarrow a_I^{t=0} = k_A^I \cdot a_c = 0,925 \cdot 3,9 \Leftrightarrow a_I^{t=0} = 3,7 \text{ mm}$$

$$t = t \longrightarrow a_I^t = k_A^I \cdot (1 + k_{\psi}^I \cdot \Psi) \cdot a_c = 0,925 \cdot (1 + 0,778 \cdot 3,9) \cdot 3,9 \Leftrightarrow a_I^{t=0} = 14,7 \text{ mm}$$

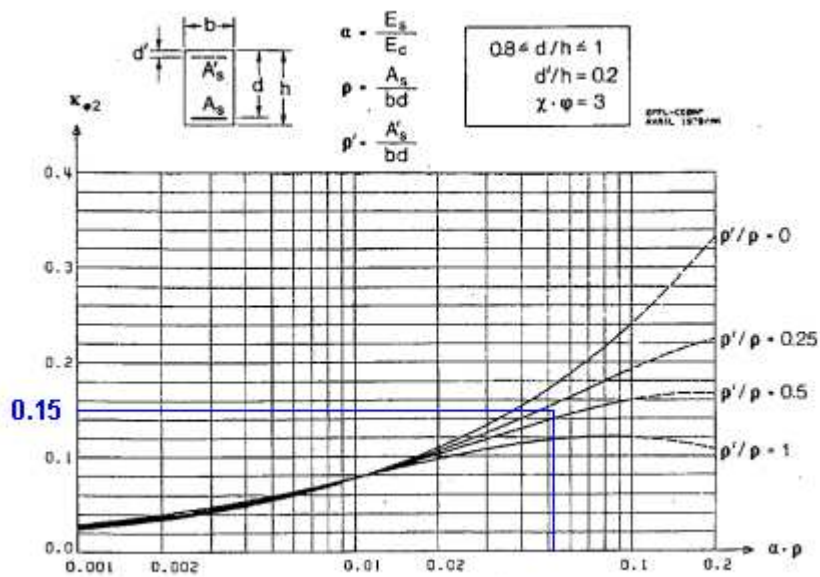
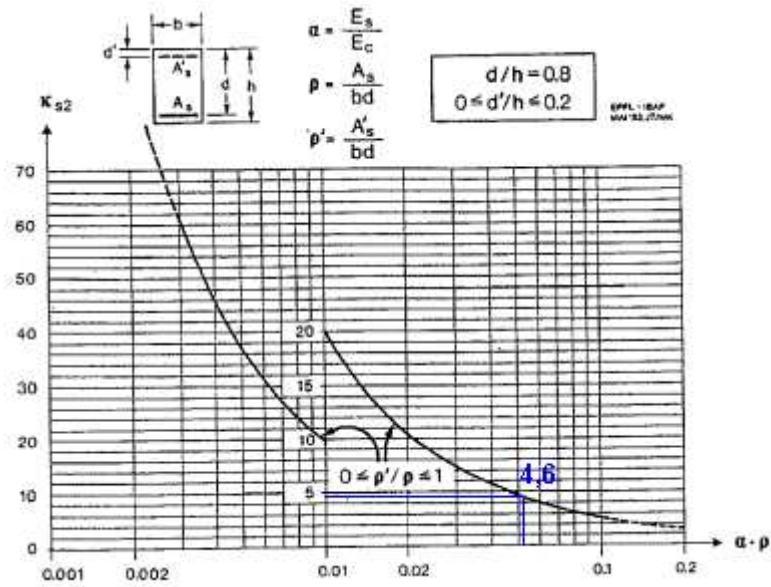
7.3.1.3. Flecha no estado II, a_{II}

A flecha do estado II, compreende à semelhança do estado I, a correcção face à existência de armadura, e na parcela diferida no tempo, a correcção no que concerne à fluência do betão. No entanto não contabiliza obviamente a participação do betão traccionado, obtendo-se uma flecha $a_{II_0} > a_c$.

É igualmente necessário determinar os coeficientes de correcção, k_A^{II}, k_{ψ}^{II} , que analogamente são obtidos a partir das figuras 7.11 e 7.12 e correspondem a:

$$k_A^{II} = 4,70$$

$$k_{\psi}^{II} = 0,15$$



Desta forma, os valores de cálculo das flechas no estado II são os seguintes:

$$t = 0 \longrightarrow a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \cdot a_c = 4,7 \cdot 3,9 \Leftrightarrow a_{II_0}^{t=0} = 17,9 \text{ mm}$$

$$t = t \longrightarrow a_{II_0}^t = k_A^{II} \cdot (1 + k_{\Psi}^{II} \cdot \Psi) \cdot a_c = 4,7 \cdot (1 + 0,15 \cdot 3,9) \cdot 3,9 \Leftrightarrow a_{II_0}^t = 28,4 \text{ m}$$

7.3.1.4. Flecha Provável, α

Para determinar a flecha provável aplicando o método bilinear, é necessário calcular o momento flector total em estado limite de utilização e ainda o momento de fendilhação e o coeficiente de repartição.

O coeficiente de repartição, ζ , é definido de acordo com a expressão presente na figura 7.6, e apresenta o seguinte valor de cálculo:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}^2}{M_D^2}$$

$$t = 0 \longrightarrow \zeta = 1 - 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{24,00^2}{34,80^2} \Leftrightarrow \zeta = 0,52$$

$$t = t \longrightarrow \zeta = 1 - 1,0 \cdot 0,5 \cdot \frac{24,00^2}{34,80^2} \Leftrightarrow \zeta = 0,77$$

O momento flector máximo sob a combinação de acções permanente foi obtido através do programa de cálculo ROBOT e de acordo com a análise das figuras 7.13 e 7.14, corresponde ao seguinte valor:

$$M_D = \max (M_{x \text{ Max}}, M_{y \text{ Max}}) = 34,80 \text{ kN.m}$$

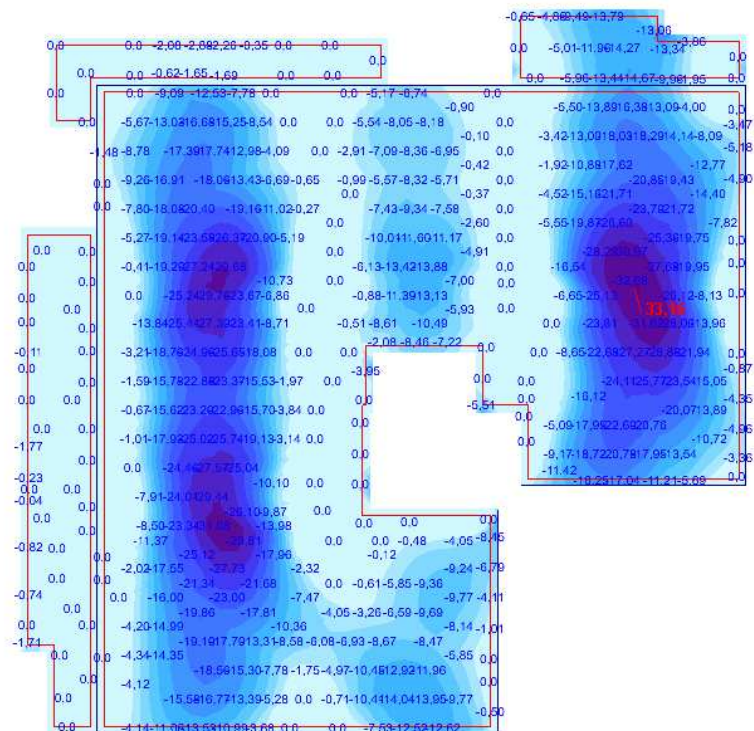


Fig. 7.13 – Determinação do momento máximo x.

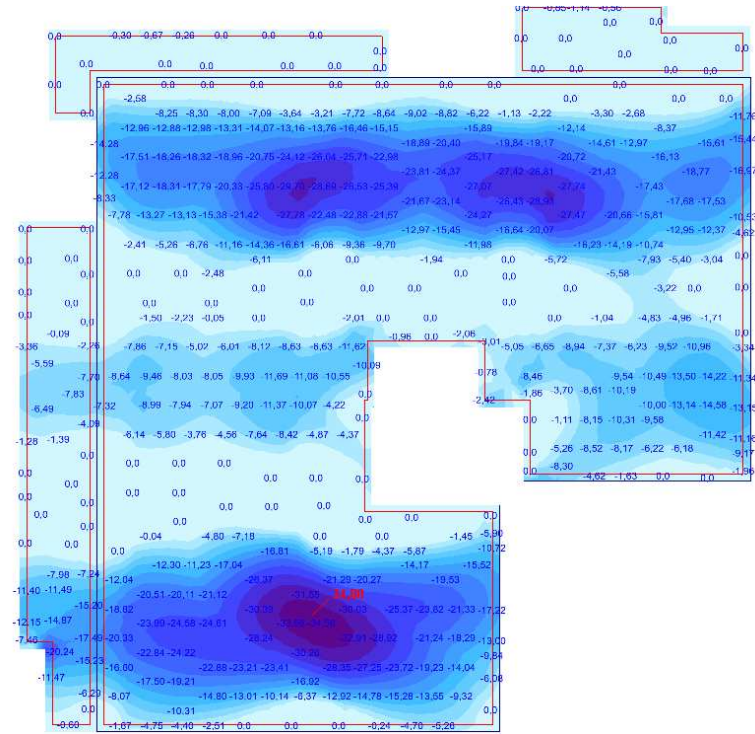


Fig. 7.14 – Determinação do momento máximo y.

O momento de fendilhação foi calculado de acordo com o definido na figura 7.6 e corresponde:

$$M_{rD} \cong W_c \cdot f_{ct} = \frac{b \cdot h^2}{7} \cdot f_{ct} = \frac{1 \cdot 0,24^2}{7} \cdot 2500 \Leftrightarrow M_{rD} \cong 24,00 \text{ kN.m-}$$

Logo,

Como $M_D > M_{rD}$, o valor de cálculo da flecha provável é calculado, correspondendo para o caso em estudo aos seguintes valores:

$$t = 0 \longrightarrow a = (1 - \zeta) \cdot a_I^{t=0} + \zeta \cdot a_{II_0}^{t=0} = (1 - 0,52) \cdot 3,7 + 0,52 \cdot 17,9 \Leftrightarrow a = 11,0 \text{ mm}$$

$$t = t \longrightarrow a = (1 - \zeta) \cdot a_I^t + \zeta \cdot a_{II_0}^t = (1 - 0,77) \cdot 14,7 + 0,77 \cdot 28,4 \Leftrightarrow a = 25,1 \text{ mm}$$

Saliente-se o facto da flecha provável calculada a longo prazo, ser baseada na combinação de acções quase permanente, pelo que o seu valor encontra-se afectado da componente referente ao peso próprio.

Uma vez que a flecha instantânea é calculada baseada na acção peso próprio, a flecha a longo prazo não deverá contar com esta componente na determinação do seu valor, uma vez que as alvenarias interiores serão executadas numa situação de laje descobrada. Ou seja, a flecha devido ao peso próprio estará instalada na laje aquando a execução das alvenarias.

Assim, foi retirado do programa de cálculo, o valor da flecha elástica admitindo somente a acção peso próprio, (figura 7.15) correspondendo ao seguinte valor:

$$a_{pp} = 2,3 \text{ mm}$$

O valor da flecha a longo prazo apresenta o seguinte valor final:

$$t = t \longrightarrow a = 25,1 - 2,3 \Leftrightarrow a = 22,8 \text{ mm}$$

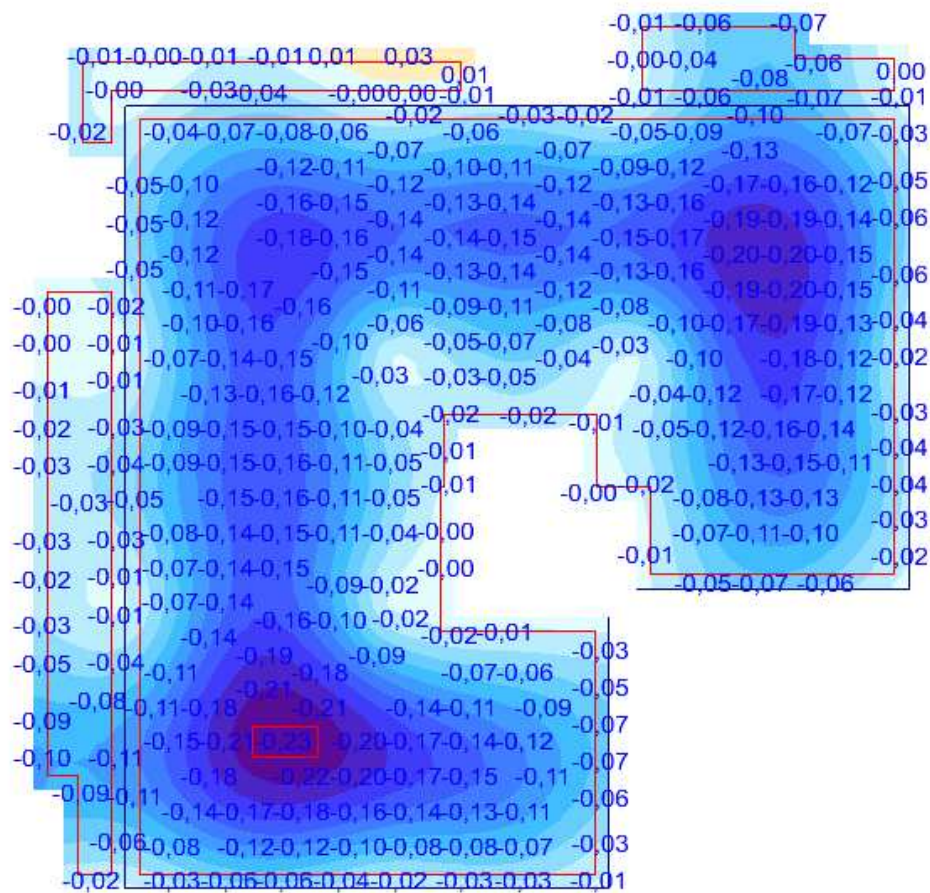


Fig. 7.15 – Valores da deformação considerando a acção do peso próprio.

7.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

A análise de resultados pretende demonstrar dois cenários: o primeiro referente aos limites de deformação presentes na legislação em vigor, para os suportes de alvenaria do caso em estudo, lajes, com o valor de cálculo obtido. O segundo cenário compara os valores máximos de deformação das alvenarias publicados na literatura da especialidade com o valor de cálculo obtido.

7.4.1. CENÁRIO 1 – COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

De acordo com o ponto 2 do artigo 72.º do REBAP [12], referente a estados limite de deformação a considerar nos casos correntes de vigas e lajes de edifícios, a verificação dos mesmos, poderá limitar-se às seguintes considerações relativamente ao valor da flecha:

- $\frac{l}{400}$, para combinações frequentes de acções;
- $\leq 1,5 \text{ cm}$, se a deformação do elemento afectar paredes divisórias;

No entanto no ponto 3 do mesmo artigo, são dispensadas estas considerações, desde que, se cumpram as condições expressas nos artigos 89.º, 102.º e 113.º, isto é, os valores mínimos para altura e espessura mínima dos elementos estruturais, respectivamente, vigas, lajes maciças e lajes aligeiradas.

Ora, no caso em estudo, o elemento estrutural afecto à deformação que poderá causar a fissuração das alvenarias corresponde à laje fungiforme, pelo que foram cumpridas as condições do artigo, 102.º (ver 3.3.1.1).

$$\frac{l_i}{h} \leq 30 \eta \quad \Rightarrow h \geq 0,24 \text{ m}$$

e

$$\frac{l_i}{h} \leq \frac{180}{l_i} \eta \quad \Rightarrow h \geq 0,22 \text{ m}$$

No entanto feita a comparação do valor de cálculo obtido, com o valor limitativo da flecha (REBAP):

$$\left. \begin{array}{l} a_{\text{cálculo}} = 22,8 \text{ mm} \\ a_{\text{REBAP}} = 15,0 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{\text{cálculo}} > a_{\text{REBAP}}$$

Verifica-se que o valor de cálculo ultrapassa o valor máximo admitido pelo REBAP para o estado limite de deformação. Assim irão ocorrer flechas na laje de betão armado superiores ao regulamentar, apesar de cumprido o disposto para a verificação do estado limite de deformação.

7.4.2. CENÁRIO 2 – COMPORTAMENTO CONSTRUTIVO

Analisando os valores obtidos na literatura (ver 2.3.4.1), para o caso em estudo, alvenarias interiores com espessura de 11cm, foi considerado o valor para a flecha a longo prazo, obtido via experimental, por J. Aguiar e M. Pereira [10]:

$$\frac{L}{779} = \frac{7.075}{779} = 9,2 \text{ mm}$$

Comparando o valor de cálculo com o valor considerado como limite para não ocorrerem fissurações na parede de alvenaria:

$$\left. \begin{array}{l} a_{\text{cálculo}} = 22,8 \text{ mm} \\ a_{\text{literatura}} = 9,2 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{\text{cálculo}} > a_{\text{literatura}}$$

Verifica-se que o valor de cálculo da flecha a longo prazo é largamente superior (quase 2,5 vezes maior) ao valor apresentado na literatura. Constatase assim que a deformação da alvenaria diferida no tempo não “acompanha” de forma elástica a deformação do suporte, o que originará a fissuração deste elemento construtivo, de acordo com a figura 6.9.

É ainda de salientar, a importância da comparação entre o cumprimento do valor limite de deformação para a laje de betão armado e o valor obtido na literatura para a deformação máxima da alvenaria. Assim:

$$\left. \begin{array}{l} a_{REBAP} = 15,0 \text{ mm} \\ a_{literatura} = 9,2 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{REBAP} > a_{literatura}$$

Verifica-se que se num cenário hipotético de cumprimento do valor máximo da flecha do suporte, a longo prazo, a alvenaria não deforma sem originar o seu rompimento. Contudo as consequências em termos de fissuração são com certeza menos pronunciadas.

É ainda possível fazer a comparação de acordo com os limites definidos no EC2 [1]. No ponto 4.4.3, o estado limite de deformação é definido a partir dos valores das flechas da ISO 4357, permitindo garantir em geral um desempenho adequado de edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos ou fábricas.

Na alínea (7) é referido que o limite apropriado depende da natureza dos elementos susceptíveis de serem danificados. No entanto, a título de orientação, é considerado como aplicável na maioria das circunstâncias, um limite para a variação da flecha após a instalação dos elementos não estruturais, e de forma a não danificá-los, igual a:

$$\frac{l}{500}$$

Comparando a flecha dos elementos não estruturais, a longo prazo, com a flecha orientativa definida pelo EC2:

$$\left. \begin{array}{l} a_{literatura} = 9,2 \text{ mm} \\ a_{EC2} = 14,2 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{EC2} > a_{literatura}$$

À semelhança do expectável, o valor de cálculo para as alvenarias a longo prazo é superior ao definido pelo EC2, o que provocará a ocorrência de fissurações nas paredes de alvenaria.

Desta forma, para a deformação do suporte ser compatibilizada com a alvenaria, a sua deformação deverá ser limitada a um valor inferior ao previsto actualmente – 0,9 cm.

No entanto, só uma análise experimental mais profunda, no caso das alvenarias, poderia levar a valores concordantes relativamente à deformação a longo prazo das alvenarias o que condicionaria o limite de deformação do suporte (no caso deste suportar paredes de alvenaria).

8

CONCLUSÕES

O caminho percorrido ao longo deste trabalho, no caso de estudo em particular – análise da deformabilidade do elemento de suporte (laje fungiforme) das alvenarias interiores do piso tipo, do edifício que constituiu o objecto de estudo, permitiu, após a análise de resultados, retirar as seguintes conclusões:

- O cumprimento dos requisitos mínimos para evitar a deformação de lajes de betão armado (artigo 102.º do REBAP), conduz a valores não limitativos em relação aos impostos como limites na generalidade dos elementos estruturais (artigo 72.º, ponto 2, do REBAP). Desta forma, uma vez que cumprido o artigo 102º não é necessário verificar os limites de deformação do artigo 72º, será aconselhável proceder-se, ou às verificações de ambos os artigos, ou à alteração do ponto 3 do artigo 72.º (“a verificação da segurança referida no número anterior considera-se satisfeita desde que se cumpram as condições expressas nos artigos 89º, 102º e 113º.”).
- Os limites de deformação do suporte, lajes, presentes no regulamento nacional (REBAP) e no regulamento europeu (EC2) estão largamente desfasados dos valores apresentados na literatura da especialidade para as alvenarias interiores, mesmo corrigindo os valores da flecha a longo prazo e retirando as flechas elásticas iniciais, instantâneas.
- O valor condicionante relativamente ao limite de deformação a longo prazo para a laje fungiforme, mesmo que adequado do ponto de vista estrutural e cumprindo os valores mais limitativos, provoca a ocorrência de deformações nas alvenarias originando fissurações. Assim conclui-se que os valores apresentados como limites de deformação para lajes de betão armado apresentam-se permissivos do ponto de vista construtivo o que origina a ocorrência de anomalias graves, a longo prazo, nas alvenarias interiores.

É importante salientar, que os valores apresentados para a deformação máxima da alvenaria apresentam-se bastante dispersos, dada a enorme diversidade que existe nas configurações das lajes e dos seus apoios bem como na disposição das paredes divisórias. Assim existe um manancial de combinações de deformação que impossibilita a previsão exacta de um modelo de deformação da alvenaria interior. No entanto mesmo considerando os valores da deformação da alvenaria menos desfavoráveis em relação aos da estrutura de suporte, iria originar a ocorrência de anomalias.

Dado a ocorrência das patologias nas alvenarias interiores devido a deformação do suporte ser um problema corrente nos edifícios, é importante actuar a montante da sua ocorrência.

Assim, existem medidas gerais de prevenção/minimização a ter em consideração. Estas assentam essencialmente em três formas distintas de actuação: em fase de projecto, na limitação das flechas de suporte num valor que não cause fissuração nas alvenarias, na projecção de alvenarias de forma a “acomodar” os movimentos da estrutura, e em medidas aplicadas em fase de obra.

Na 1ª frente de actuação em que o projectista de estruturas intervém, formulando o sistema estrutural e decidindo quais as verificações necessárias para controlar as deformações das estrutura, podem ser tidas em conta as seguintes formas para limitar as flechas sob acções de longa duração:

- Usar valores baixos de relação vão/altura, l/h ;
- Projectar soluções com maiores espessuras nos elementos horizontais;
- Usar sistemas estruturais que garantam continuidade, restringindo rotações no suporte;
- Usar betões de elevada resistência (elevados módulos de elasticidade);
- Reduzir as zonas fendilhadas pré-esforçando (solução dispendiosa);
- Reduzir as tensões sobre-dimensionando a armadura de tracção longitudinal;
- Adicionar armadura de compressão, no caso das tensões de compressão atingirem valores elevados;
- Limitar a flecha a longo prazo a valores concordantes com os observados para os elementos não estruturais (encarece a estrutura mas evita gastos na conservação/reabilitação, pelo que os limites de deformação devem ser discutidos com o dono de obra apresentando os dois cenários).

Outra das formas de actuação consiste, sob o ponto de vista construtivo, tornar a parede mais resistente e/ou garantir a sua dessolidarização da estrutura de suporte. Assim podem ser consideradas as seguintes medidas:

- Introdução criteriosa de armaduras de juntas horizontais;
- Interposição de materiais de apoio com resiliência adequada (note-se a necessária avaliação no cumprimento das exigências regulamentares, acústicas e contra incêndios, de forma a garantir a não continuidade entre espaços).

Na fase de obra podem ser tidas as seguintes acções de forma a minimizar a ocorrência de fissurações:

- Garantir adequada cura e endurecimento do betão antes da aplicação da carga;
- Garantir a não ocorrência de técnicas construtivas erradas (por exemplo vigas cofradas em cima de paredes de alvenaria);
- Evitar carga excessiva durante a construção;
- Aplicar as cargas à estrutura o mais tarde possível.

É importante salientar, que as acções mencionadas não podem ser encaradas de forma independente mas sim numa combinação entre elas, pois a limitação de flechas que seria a solução mais óbvia, conduz a soluções incomportáveis do ponto de vista económico e arquitectónico.

É ainda de realçar que a garantia da qualidade das alvenarias e do seu funcionamento diferido no tempo passa também pelo desenvolvimento dos processos de certificação e normalização, investindo-se assim na melhoria dos produtos de construção e acessórios, pelo investimento em mecanismos de transferência tecnológica e ainda na criação de documentos de apoio ao projecto e à obra.

BIBLIOGRAFIA

- [1] – EN 1992-1-1, Eurocódigo 2: *Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, CEN, Abril 2004 (versão Portuguesa).
- [2] – Fernandes, Manuel: *Mecânica dos Solos*, I volume, FEUP 1994.
- [3] – Fernandes, Manuel: *Mecânica dos Solos*, II volume, FEUP 1995.
- [4] – Figueiras, J: *Análise e dimensionamento de estruturas porticadas*, Apontamentos de Estruturas de Betão 2, FEUP, 2003.
- [5] – Veiga, M. R.: *Comportamento de argamassas de revestimento de paredes. Contribuição para o estudo da sua fendilhação*. Tese de Doutoramento – FEUP, Maio 1997.
- [6] – Figueiras, Joaquim: *Nova Regulamentação para o projecto de estruturas de betão – Módulo 7 Verificação aos estados limites de utilização*, FEUP, 1999.
- [7] – Gomes, Mateus: *Manual de Utilização do MGE*. Porto, 1993.
- [8] – Mendes da Silva, J., Abrantes, V., *Patologia em Paredes de Alvenaria: Causas e Soluções*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria, 2007.
- [9] – *Manual de Alvenaria de Tijolo*. APICER, Coimbra, 2000.
- [10] – Pereira, M. F. P. : *Anomalias em Paredes de Alvenaria sem função Estrutural*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.
- [11] – Sousa, Hipólito: *Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [12] – *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*, Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho.
- [13] – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)*, Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio.
- [14] – *Regulamento de Segurança Contra incêndios em Edifício (RSCIE)*, Decreto-Lei nº 220/2008 de 12 de Novembro.

